

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA

NUNO MANUEL DA SILVA PEREIRA

**Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Earthquakes systematically bring out the mistakes made in design and construction - even the most minute mistakes; it is this aspect of earthquake engineering that makes it challenging and fascinating, and gives it an educational value far beyond its immediate objective.

Newmark and Rosenblueth, *-Fundamentals of earthquake engineering"*

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Nelson Vila Pouca, pela orientação durante o desenvolvimento da presente dissertação e pelo método e rigor que sempre pautou este percurso.

Ao professor Xavier Romão, pela inigualável prontidão, dedicação e disponibilidade com que sempre acompanhou este trabalho, bem como pelo constante processo de dúvida que sempre se prestou a esclarecer e explorar.

A todos os meus amigos pelos traços e passos que nos unem e que sempre tiveram nas palavras, nas mãos, a solução de todos os problemas, a razão de todas as verdades.

Aos meus pais pela admiração, paciência, esforço e amor que sempre me fizeram seguir e sentir todos os dias. Ao meu irmão por tudo o que não consegui dar, ver, sentir e por estar sempre do meu lado.

A ti, Ana Maria, a ti os meus olhos, os meus sonhos para poderes sonhar. A ti o tempo a vida e o poema. A tua parte de mim.

RESUMO

Os mais recentes acontecimentos sísmicos demonstraram nas consequências físicas que provocaram a limitação objectiva dos códigos e métodos construtivos utilizados, assim como dos pressupostos assumidos na modelação das diferentes estruturas, remetendo ainda para a necessidade de estudo e simulação dos seus efeitos de modo a avaliar a sua adequação às acções impostas. Os conhecimentos actuais não permitem uma solução a montante do problema, com a variabilidade e imprevisibilidade da acção sísmica a constituir ainda um problema que torna os níveis de intervenção necessários no nível de detalhe e estudo em projecto, na melhor definição e simulação do comportamento estrutural. A recente legislação sísmica europeia (Eurocódigo 8) indica vários tipos de análise, com particular relevo na análise modal tridimensional recorrendo a espectros de resposta e usando coeficientes de comportamento como tradução da ductilidade nas estruturas de betão armado, sendo esta em geral a metodologia seguida em projecto. Contudo, a irregularidade das estruturas deixa implícito nas cláusulas regulamentares a via não linear como alternativa mais consistente dada a insuficiência das análises lineares nestes aspectos. Mais ainda, a avaliação do património construído, em grande parte em betão armado no território português, tem na não linearidade a opção futura.

A presente dissertação foca-se na análise não linear das estruturas de betão armado sujeitas à acção sísmica, recorrendo a modelos de plasticidade distribuída bidimensionais, de modo a explorar as modelações de plasticidade distribuída e plasticidade concentrada em rótulas, através de diversos estudos de sensibilidade a vários parâmetros envolvidos. O estudo engloba modelos com base na formulação em forças e em deslocamentos, estabelecendo, com base em análises pushover e time history a comparação da resposta nas várias possibilidades de modelação.

É apresentado um caso de estudo constituído por uma estrutura regular, segundo o Eurocódigo 8, em betão armado. O seu dimensionamento é efectuado e determinadas as suas características de resposta sísmica. São isolados os pórticos centrais de cada direcção, mantendo as características provenientes da análise linear tridimensional. Com base nestas estruturas é feita a comparação das metodologias referidas acima nas variantes ditas pela modelação. Conclui-se sobre os resultados obtidos nas várias formulações e modelações comparando-se índices globais e locais.

Por fim é feita uma abordagem por aproximação dos resultados não lineares aos resultados de análise linear, estudando-se as potencialidades do uso em situações particulares deste tipo de metodologias.

PALAVRAS-CHAVE: Edifícios de betão armado; Modelação numérica; Comportamento sísmico; Eurocódigo 8

ABSTRACT

Early seismic provisions or simply none seismic provisions is the most common situation in many places around the world. As dangerous as fatal, the Earthquake aftershock environment is always the chaos turning to life, with buildings and bridges failing and taking the most important thing in the design and construction handbook: life. Since it is impossible to predict with acceptable time the magnitude of the earthquake, the structural engineering community needs to improve and take the seismic action as a constant and particular action. The recent European seismic standard, the Eurocode 8, points to a modal elastic methodology based on a tridimensional modeling of the RC buildings to the seismic design, using design spectra as the implementation of the seismic action. Furthermore, it is well established that for irregular buildings this is not the most secure way, leading to unstable and dangerous predictions of the seismic effects. The nonlinear analysis is the converging point between the old buildings, old codes or any codes at all and the safety measures. Studying the behaviour of buildings based on structural and material empirical evaluation is the only way to know the safety and condition of its properties and with this material simulate de effects of the seismic action on the structure. Sooner or later all the countries and associations need to perform this kind of actions and it is as needed as the safety coefficient in design.

The present dissertation encloses the nonlinear analysis with lumped and distributed plasticity methods, making sensitivity analysis and exploring the force based and displacement based formulations. The static pushover analysis and the time history integration are the analysis methods used to compare the plasticity spread or concentrated models. It is introduced a case study: a regular building according to the Eurocode 8 with both stiffness and mass symmetry. The structure is evaluated and designed with Reinforced Concrete characteristic algorithm, according to the tridimensional modal analysis as referred in the enounced norm. Two frames (de central cross of the building) are isolated and studied with the nonlinear strategies described. The comparison between distributed and lumped plasticity models is performed.

A modal approximation is made to control, in the end, the capabilities of a simple frame analysis to simulate all the building effects during seismic actions, as a simplified evaluation of the displacements and stresses generated during the seismic action.

Keywords: Reinforced concrete buildings; Numerical modelling; Seismic Behaviour; Eurocode 8

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ASPECTOS GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA	3
2.1 INTRODUÇÃO	3
2.2 ACTIVIDADE SÍSMICA RECENTE	3
2.2.1. SISMO DE PORT-AU-PRINCE	4
2.2.2. SISMO DE OFFSHORE MAULE, CHILE (2010)	5
2.2.3. SISMO DE ABRUZZO, ITÁLIA (2009)	7
2.3. COLAPSO E DANO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO APÓS SISMOS	10
2.3.1. MODELOS DE ROTURA GLOBAL E PARCIAL DE EDIFÍCIOS	10
2.3.1.1. MODOS DE ROTURA GLOBAL EM ESTRUTURAS	10
2.3.1.2. MODOS DE ROTURA PARCIAL EM ESTRUTURAS	11
2.3.2. DANOS EM PILARES DE BETÃO ARMADO	14
2.3.3. DANOS EM PAREDES RESISTENTES	15
2.4. COMENTÁRIOS FINAIS	17
3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR DA ANÁLISE NÃO LINEAR	20
3.2.1. ANÁLISE LINEAR	20
3.2.1.1. DUCTILIDADE E DISSIPACÃO DE ENERGIA EM REGIME LINEAR	21
3.2.1.2. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO	21
3.2.1.3. COEFICIENTE DE DUCTILIDADE	22

3.2.1.4. COMPRIMENTOS DA ZONA CRÍTICA.....	24
3.2.1.5. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM ($P - \Delta$)	24
3.2.1.6. ACÇÃO SÍSMICA DINÂMICA LINEAR	25
3.2.2. METODOLOGIAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR.....	26
3.2.2.1. ANÁLISE ESTATICA NÃO LINEAR - PUSHOVER	26
3.2.2.2. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – DYNAMIC TIME HISTORY ANALYSIS.....	27
3.3. MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO: COMPORTAMENTO SÍSMICO	28
3.3.1. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS SECÇÕES ESTRUTURAIS	29
3.3.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO EM FLEXÃO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO	31
3.3.2.1. MODELAÇÃO ANALÍTICA DO COMPORTAMENTO HISTERÉTICO.....	32
3.3.2.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO HISTERÉTICO EM SECÇÕES DE FIBRAS	34
3.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – LEIS CONSTITUTIVAS	34
3.4.1. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – AÇO.....	34
3.4.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – BETÃO	36
3.4.2.1. COMPORTAMENTO MONOTÓNICO	37
3.4.2.2. COMPORTAMENTO HISTERÉTICO	39
3.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	40
3.5.1. MODELO DE PLASTICIDADE CONCENTRADA	40
3.5.1.1. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BARRA	40
3.5.1.2. MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE BARRA.....	41
3.5.1.3. METODOLOGIA DE INTEGRAÇÃO DA RÓTULA PLÁSTICA	43
3.5.1.4. COMPRIMENTO DA RÓTULA PLÁSTICA, LP	45
3.5.2. MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	46
3.5.2.1. EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE E DE EQUILÍBRIO	47
3.5.2.2. ANÁLISE AO NÍVEL DA SECÇÃO	48
3.5.1.3. FORMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS PARA O MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	49
3.5.1.3.1. FORMULAÇÕES EM DESLOCAMENTOS (DB).....	49
3.5.1.3.2. FORMULAÇÕES EM FORÇA (FB).....	51
3.6. MODELAÇÃO DO CASO DE ESTUDO: PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS	52
3.6.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO GERAL - OPENSEES	52
3.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	54

4. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE LINEAR SÍSMICA E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA PORTICADA SEGUNDO O EC8	55
4.1. INTRODUÇÃO	55
4.2. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	56
4.2.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	56
4.2.2. EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO – ESPECIFICAÇÕES REGULAMENTARES	57
4.2.3. DESCRIÇÃO DAS ACÇÕES ESTÁTICAS DE DIMENSIONAMENTO	57
4.2.4. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA – ANEXO NACIONAL	58
4.2.5. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES EM ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR	60
4.3. ANÁLISE LINEAR SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8	61
4.3.1. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	61
4.3.1.1. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS VERTICAIS – PILARES EM ELEMENTOS FINITOS	61
4.3.1.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS HORIZONTAIS – DISCUSSÃO DA VIGA EM FLEXÃO	62
4.3.1.3. ASPECTOS RELATIVOS À MODELAÇÃO DAS LAJES	63
4.3.1.4. ASPECTOS RELATIVOS À MODELAÇÃO MATERIAL	63
4.3.2. ANÁLISE SÍSMICA	64
4.3.2.1. FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DA ESTRUTURA – DISCUSSÃO SOBRE O TIPO DE MODELAÇÃO LINEAR	64
4.3.2.2. MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA	66
4.3.2.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	68
4.3.2.4. DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS (DRIFTS)	69
4.3.2.5. CORTE BASAL	71
4.3.2.6. NOTAS FINAIS À ANÁLISE LINEAR	72
4.4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	72
4.4.1. DIVISÃO DA ESTRUTURA EM PÓRTICOS	72
4.4.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ESTRUTURA	73
4.4.2.1. ARMADURA LONGITUDINAL	74
4.4.2.2. ARMADURA TRANSVERSAL	76
4.4.3. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DA ESTRUTURA	77
4.4.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL	77
4.4.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL	79
5. APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE SIMULAÇÃO AO CASO DE ESTUDO NO CONTEXTO DO EC8	81
5.1. INTRODUÇÃO	81

5.2. DESCRIÇÃO DAS SUBESTRUTURAS PARA ANÁLISE NÃO LINEAR	82
5.2.1. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DISTRIBUÍDAS EQUIVALENTES	82
5.2.2. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS CONCENTRADAS	83
5.2.3. DETERMINAÇÃO DO PADRÃO DE CARGA LATERAL PARA ANÁLISE PUSHOVER.....	84
5.2.4. DEFINIÇÃO DOS ACELEROGRAMAS.....	85
5.3. MODELAÇÃO DAS SECÇÕES: DISCRETIZAÇÃO EM FIBRAS	85
5.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL	87
5.4.1. MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: OPENSEES.....	87
5.4.2. MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: BETÃO NÃO CONFINADO E BETÃO CONFINADO	87
5.4.3. MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: AÇO	90
5.5. MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	90
5.5.1. MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA EM DESLOCAMENTOS - DISCRETIZAÇÃO.....	91
5.5.2. ANÁLISE PUSHOVER DOS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	96
5.5.2.1. ANÁLISE DO PÓRTICO PTX2	97
5.5.2.2. ANÁLISE DO PÓRTICO PTY3	102
5.5.2.3. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM ($P-\Delta$) NA ANÁLISE PUSHOVER	106
5.5.3. ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO DOS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	106
5.5.3.1. DISCUSSÃO DO EFEITO DO AMORTECIMENTO NA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	107
5.5.3.2. DISCUSSÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR	108
5.5.3.3. ANÁLISE DO PÓRTICO PTX2	109
5.5.3.4. ANÁLISE DO PÓRTICO PTY3	112
5.5.4. CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES SOBRE OS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA	115
5.6. MODELOS DE PLASTICIDADE CONCENTRADA (OU DE RÓTULAS PLÁSTICAS)	116
5.6.1. COMPRIMENTO DA RÓTULA LP	117
5.6.2. INTRODUÇÃO AO MODELO BEAMWITHHINGES (BWH)	117
5.6.2.1. ANÁLISE PUSHOVER	117
5.6.2.2. ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO (TIME-HISTORY)	121
5.6.3. INTRODUÇÃO AO MODELO DISPWITHHINGES (DISPWH).....	127
5.6.3.1. ANÁLISE PUSHOVER	128
5.6.3.2. ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO (TIME-HISTORY)	131
5.6.4. CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES SOBRE OS MODELOS DE PLASTICIDADE CONCENTRADA	139
5.7 – COMPARAÇÃO DA ANÁLISE NÃO LINEAR PLANA COM A ANÁLISE LINEAR TRIDIMENSIONAL DO CASO DE ESTUDO DE ACORDO COMO EC8.....	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Mapa de intensidade sísmica e acelerações de pico do solo – epicentro em Port-au-Prince (retirado de [2]).....	4
Figura 2.2 - Mapa de aceleração do solo e de intensidade sísmica (retirado de [5])	5
Figura 2.3 – Comparação entre os espectros dos acelerogramas (NS, EW, UD) e o normativo (Nch433) (retirado de [6])	6
Figura 2.4 - Proximidade dos edifícios e representação do colapso da torre construída (retirado de [6])	7
Figura 2.5 – Intensidade e aceleração de piso do solo na região afectada (retirado de [8])	7
Figura 2.6 - (a) Colapso de painel de alvenaria em edifício de betão armado [10] (b) Efeito de pounding entre edifícios de contíguos com altura irregular [9]	8
Figura 2.7 – Comparação entre os valores registados nos sismos e os espectros do EC8 [9]	9
Figura 2.8 - Edifício escolar de 2 pisos em Leogane – colapso total [2].....	10
Figura 2.9 – Primeiro piso em colapso devido a falta de resistência das paredes (adaptado de [2]) ..	11
Figura 2.10 - Princípio de dimensionamento para máxima dissipação de energia [11]	12
Figura 2.11 – Vigas fortes por oposição a pilares fracos e de dimensões insuficientes (<i>adaptado de</i> [2])	12
Figura 2.12 - Piso fraco num edifício em Santiago do Chile a) fachada posterior b) fachada anterior (adaptado de [6])	13
Figura 2.13 – Soft storey em piso superior [53]; soft storey em primeiro piso em L’Aquila [10].....	13
Figura 2.14 - Falta de ligante e pormenorização das armaduras [3] e elevado espaçamento entre estribos [2]	14
Figura 2.15 – Características dos nós de ligação dos pilares às vigas [10]	15
Figura 2.16 - Rotura de parede estrutural [6]	16
Figura 2.17 – Rotura por corte de parede estrutural em L’Aquila [10]	16
Figura 2.18 - Rotura de parede no piso inferior de um edifício por corte [6]	16
Figura 3.1 – Metodologias de análise sísmica segundo o EC8 [15]	20
Figura 3.2 – Comportamento não linear de um oscilador SDOF [15]	21
Figura 3.3 – Metodologia de cálculo do espectro elástico segundo o EC8 [14]	25
Figura 3.4 – Método Pushover	26
Figura 3.5 – Obtenção de um acelerograma artificial partindo do espectro de potência	27
Figura 3.6 – Diagrama força deslocamento com secção e armadura simétrica sem esforço axial [13] 30	
Figura 3.7 –..... Diagrama momento - curvatura para secção com razão de armadura $p'/p = 0.5$ [24] 31	
Figura 3.8 – Diagrama momento – curvatura ($M - \phi$) [23].....	32

Figura 3.9 – a) Modelo hysterético de Costa e Costa b) Rigidez considerada em cada tramo da envolvente [27]	33
Figura 3.10 – Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto [1]	35
Figura 3.11 – Representação dos efeitos relativos ao comportamento cíclico do aço	35
Figura 3.12 – Diagrama de tensões – extensões do betão não confinado [21]	37
Figura 3.13 – Diagrama de tensões – extensões do betão confinado [21]	37
Figura 3.14 – Modelo hysterético do betão de acordo com Karsan e Jirsa	39
Figura 3.15 – Elemento de barra com seis graus de liberdade [23]	41
Figura 3.16 – Representação das metodologias de introdução do comportamento não linear	41
Figura 3.17 – Elemento de barra com associação de 3 sub-elementos [23]	42
Figura 3.18 – Modelos de integração da rótula plástica [37]	44
Figura 3.19 – Yield penetration e efeito do esforço transversal [21]	45
Figura 3.20 – Discretização de um elemento de betão armado com um modelo de fibras (adaptado de [39])	46
Figura 3.21 – Forças e deslocamentos nodais no referencial local(a) força e deslocamentos globais (b) [40]	47
Figura 3.22 – Deformação da secção transversal no modelo de fibras com corte [39]	48
Figura 3.23 – Representação da aplicação da formulação em deslocamentos (DB) [40]	50
Figura 3.24 – Descrição gráfica do procedimento FB [40]	51
Figura 3.25 – Metodologia geral – OPENSEES [43]	52
Figura 3.26 – Descrição das operações relativas ao domínio da modelação [43]	53
Figura 3.27 – Metodologias de análise do programa OPENSEES [43]	53
Figura 4.1 – Representação tridimensional e em planta da estrutura em estudo	56
Figura 4.2 – Distribuição dos tipos de pilar em planta	56
Figura 4.3 – Espectros de resposta regulamentares a)acção sísmica tipo 1 b) acção sísmica tipo 2.	59
Figura 4.4 – Modelação da viga com propriedades reais e laje ao nível do centro de gravidade	62
Figura 4.5 – Largura efectiva das vigas segundo o REBAP [15]	63
Figura 4.6 – Representação no espectro da acção sísmica Tipo 1 das 5 primeiras frequências (EQ-FEND)	65
Figura 4.7 – Configuração deformada modo vibração 1 (vista em XZ;YZ; topo edifício)	66
Figura 4.8 – Configuração deformada modo vibração 2 (vista em XZ;YZ; topo edifício)	67
Figura 4.9 – Configuração deformada modo vibração 2 (vista em XZ;YZ; topo edifício)	67
Figura 4.10 – Deslocamentos máximos por combinação a) na direcção X b) direcção Y	68
Figura 4.11 – Comparação de deslocamentos nas duas variantes de rigidez na direcção X e Y	69
Figura 4.12 – Drifts máximos nas várias combinações a) na direcção X b) na direcção Y	70

Figura 4.13 – Corte basal na direcção X global nas diversas combinações	71
Figura 4.14 – Corte Basal na direcção Y global nas diversas combinações	71
Figura 4.15 – Designação dos pórticos na direcção X e Y	73
Figura 4.16 – Diagrama momentos da viga do primeiro piso de PTX2	73
Figura 4.17 – Diagrama de esforço transversal da viga do primeiro piso de PTX2	73
Figura 4.18 – Armaduras nas vigas do pórtico PTX2.....	75
Figura 4.19 – Armaduras nas vigas do pórtico PTY3.....	76
Figura 4.20 – Determinação da armadura transversal em vigas segundo o EC8 para DCM.....	76
Figura 4.21 – Cálculo de momentos actuantes nos pilares segundo Capacity Design [21].....	78
Figura 4.22 – Representação da armadura longitudinal dos pilares dos pórticos PTX2 e PTY3	78
Figura 5.1 – Banda de influência de cargas verticais para PTX2	82
Figura 5.2 – Banda de influência de cargas verticais para PTY3	82
Figura 5.3 – Representação dos nós do pórtico ptx2.....	83
Figura 5.4 – Representação dos nós do pórtico pty3.....	84
Figura 5.5 – Acelerograma EQ04.....	85
Figura 5.6 – Descrição das diferentes áreas de discretização da secção	86
Figura 5.7 – Diagrama tensão - extensão do betão não confinado	88
Figura 5.8 – Diagrama do betão confinado nas vigas e comparação com não confinado	89
Figura 5.9 – Comparação do confinamento local de um pilar na zona crítica e de uma viga da estrutura	89
Figura 5.10 – Diagrama e características do modelo de comportamento hysterético adoptado para o aço.....	90
Figura 5.11 – Curva BSTD para discretização inicial.....	92
Figura 5.12 – Comparação entre as curvas BSTD dos modelos DB 0.25 e DB EC8.....	93
Figura 5.13 – Evolução da curvatura média da rótula R1 da base de P3 nos modelos DB EC8 e DB0.25.....	93
Figura 5.14 – Comparação das curvas BSTD dos modelos DB0.25 e DB0.5 para o pórtico PTY3.....	94
Figura 5.15 – Comparação das curvas BSDT dos modelos DB0.25 e DB0.5 para o pórtico PTX2.....	95
Figura 5.16 – Evolução da curvatura da rótula R1 da base de P6 nos modelos DB0.5 e DB0.25.....	95
Figura 5.17 – Comparação da curva BSDT do modelo DB0.5 com a mesma curva em FB7	96
Figura 5.18 – Curva BSTD para DB0.5 do pórtico PTX2 de relativamente ao deslocamento do topo	97
Figura 5.19 – Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 1% drift global	98
Figura 5.20 – Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 2% drift global.....	98
Figura 5.21 – Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 6% drift global.....	98

Figura 5.22 – Evolução dos drifts entre pisos nos diferentes drifts globais	99
Figura 5.23 – Representação do diagrama momento curvatura do pilar P6.....	100
Figura 5.24 – Evolução das curvaturas na base do pilar P6	100
Figura 5.25 – Representação do diagrama momento curvatura das vigas do primeiro piso e cobertura	101
Figura 5.26 – Amplitude das curvaturas nas secções das vigas monitorizadas	102
Figura 5.27 – Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 1% drift global	103
Figura 5.28 – Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 3% drift global	103
Figura 5.29 – Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 6% drift global	103
Figura 5.30 – Evolução dos drifts entre pisos nos diferentes drifts globais	104
Figura 5.31 – Diagrama momento curvatura da secção da base do pilar P3	104
Figura 5.32 – Evolução da curvatura na base de P3 de acordo com o deslocamento do topo	105
Figura 5.33 – Evolução das curvaturas nas secções de extremidade das vigas.....	105
Figura 5.34 – Alteração da capacidade resistente devido aos efeitos P- Δ (segunda ordem)	106
Figura 5.35 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTX2 com 1% e 0% de amortecimento	107
Figura 5.36 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTY3 com 1% e 0% de amortecimento	107
Figura 5.37 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTY3 com e sem efeitos de segunda ordem.....	108
Figura 5.38 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTX2 com e sem efeitos de segunda ordem.....	108
Figura 5.39 – História de deslocamentos do nó do topo do pórtico PTX2 devido a EQ04	109
Figura 5.40 – Deformada de PTX2 para o instante t (d máximo no topo).....	109
Figura 5.41 – Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 1 no tempo.....	110
Figura 5.42 – Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 2 no tempo.....	110
Figura 5.43 – Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 3 no tempo.....	110
Figura 5.44 – Diagrama BSTD do pórtico PTY3 a) Pilar P6 b) Pilar P7 c)Pilar P8 d) global	111
Figura 5.45 – Relação momento na base do pilar P6 com o deslocamento de topo e com a curvatura da secção	112
Figura 5.46 – História de deslocamentos do nó do topo do pórtico PTY3 devido a EQ04	112
Figura 5.47 – Deformada de PTY3 para o instante t (d máximo no topo).....	113
Figura 5.48 – Deslocamento do piso 1 do pórtico PTY3	113
Figura 5.49 – Deslocamento do piso 2 do pórtico PTY3	113

Figura 5.50 – Deslocamento do piso 3 do pórtico PTY3.....	113
Figura 5.51 – Diagrama BSTD do pórtico PTY3 a) Pilar P3 b) Pilar P8 c)Pilar P13 d) global.....	114
Figura 5.52 – Relação momento na base do pilar P6 com o deslocamento de topo e com a curvatura da secção	115
Figura 5.53 – Comparação dos modelos de plasticidade distribuída com os modelos BWH do pórtico PTY3.....	118
Figura 5.54 – Representação dos drifts entre pisos para a)1% drift global e b)2% drift global	119
Figura 5.55 – Comparação dos modelos de plasticidade distribuída com os modelos BWH do pórtico PTX2.....	120
Figura 5.56 – Representação dos drifts entre pisos para a)1% drift global e b) 2% drift global	120
Figura 5.57 – Comparação da resposta dos modelos BWH com o modelo DB0.5 à acção EQ04 de PTY3.....	121
Figura 5.58 – Comparação da resposta do modelo BWHPKPT com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04	122
Figura 5.59 – Comparação da resposta do modelo BWHPRPT com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04	122
Figura 5.60 – Comparação da resposta do modelo BWHEC8 com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04	122
Figura 5.61 – Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 1	123
Figura 5.62 – Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 2.....	123
Figura 5.63 – Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 3.....	123
Figura 5.64 – Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 4.....	123
Figura 5.65 – Evolução do corte basal com o deslocamento do topo a)P3 b)P8 c)P13 d)PTY3	124
Figura 5.66 – Comparação da resposta do modelo BWHEC8 com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04	125
Figura 5.67 – Comparação da resposta do modelo BWHPKPT com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04	125
Figura 5.68 – Comparação da resposta do modelo BWHPRPT com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04	125
Figura 5.69 – Evolução dos deslocamentos no primeiro piso nos modelos FB7 e BWHPKPT	126
Figura 5.70 – Evolução dos deslocamentos no segundo piso nos modelos FB7 e BWHPKPT	126
Figura 5.71 – Evolução dos deslocamentos no terceiro piso nos modelos FB7 e BWHPKPT	126
Figura 5.72 – Evolução do corte basal com o deslocamento do topo a)P8 b)PTX2	127
Figura 5.73 – Representação da associação de elementos utilizada nos modelos DISPDH.....	128
Figura 5.74 – Representação das curvas BSTD a) PTX2 b) PTY3	129
Figura 5.75 – Representação das curvas BSTD com metade da rigidez no tramo elástico a) PTX2 b) PTY3.....	130

Figura 5.76 – Representação dos drifts entre pisos de PTX2 para a)1% drift global e b)2% drift global	131
Figura 5.77 – Representação do deslocamento do topo do pórtico PTX2 dos modelos DISPWH devido a EQ04	131
Figura 5.78 – Representação dos modelos DISPWH com $E_c=15$ gPa (meia rigidez no tramo elástico)	132
Figura 5.79 – Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 1	133
Figura 5.80 – Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 2	133
Figura 5.81 – Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 3	133
Figura 5.82 – Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 4	133
Figura 5.83 – Comparação do corte basal dos modelos DISPWHPKPT e DB0.5 em a)P6 b)P7 c)P8 d)PTX2.....	134
Figura 5.84 – Representação do deslocamento do topo do pórtico PTY3 dos modelos DISPWH devido a EQ04	135
Figura 5.85 – Representação dos modelos DISPWH com $E_c=15$ GPa (meia rigidez no tramo elástico)	136
Figura 5.86 – Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 1	137
Figura 5.87 – Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 2	137
Figura 5.88 – Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 3	137
Figura 5.89 – Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 4	137
Figura 5.90 – Comparação do corte basal dos modelos DISPWHPKPT e DB0.5 em a)P3 b)P8 c)P13 d)PTY3.....	138
Figura 5.91 – Comparação dos deslocamentos dos pisos do pórtico no modelo BWH e DISPWH com os valores obtidos na análise modal tridimensional segundo o EC8 a) PTX2 b) PTY3	142
Figura 5.92 – Comparação dos resultados da análise plana não linear em deslocamentos com os deslocamentos máximos obtidos na análise linear segundo o EC8 com os dois casos de rigidez discutidos.....	143

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores básicos do coeficiente de comportamento	22
Tabela 4.1 – Geometria das secções transversais.....	57
Tabela 4.2 – Acções estáticas do caso de estudo	57
Tabela 4.3 – Parâmetros definidores do espectro tipo 1	58
Tabela 4.4 – Parâmetros definidores do espectro tipo 2.....	59
Tabela 4.5 – Coeficientes de combinação.....	60
Tabela 4.6 – Acções sísmicas	60
Tabela 4.7 – Características do betão simples e fendilhado segundo EC8.....	64
Tabela 4.8 – Frequências naturais da estrutura nas diversas formulações.....	65
Tabela 4.9 – Acelerações espectrais para as 5 primeiras frequências nas duas variantes de rigidez.....	65
Tabela 4.10 – Factores de participação modal em massa	67
Tabela 4.11 – Verificações e armaduras longitudinais da viga dos pisos de PTX2.....	75
Tabela 4.12 – Solução de armadura transversal de acordo com o EC8.....	77
Tabela 5.1 – Cargas distribuídas por metro de viga aplicadas aos pórticos	83
Tabela 5.2 – Cargas concentradas equivalentes	84
Tabela 5.3 – Parâmetros de definição dos materiais betão não confinado e betão confinado.....	88
Tabela 5.4 – Comprimentos da rótula plástica considerados.....	117

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

A actividade sísmica do globo, pelas mais variadas causas geológicas ou artificiais, tem como principal característica a imprevisibilidade: impossível de prever, impossível de avaliar a verdadeira dimensão dos seus estragos, refém de uma escala de magnitude aberta e sem um limite máximo a seguir. De facto, a única certeza que a actividade sísmica gera na construção é o seu carácter inevitável num período de vida médio. E essa certeza, muitas vezes tomada a pulso depois de grandes catástrofes e destruição, foi sendo implementada nos sistemas construtivos, nas fases de projecto e de construção, com importância e grau de estudo crescente, evoluindo com a capacidade da humanidade.

Ao longo dos anos, a construção evoluiu com a evolução própria da sociedade, surgindo novas técnicas construtivas, novas formas de análise das estruturas em projecto, novas tecnologias de construção, novos materiais, novas tecnologias de apoio e novos métodos de estudo. Baseado num carácter pós-sismo, os efeitos da actividade sísmica foram demonstrando os erros de projecto e de construção, e o desafio e fascínio gerado permitiram o desenvolvimento de novos conceitos de projecto e construção.

A revelação dos erros da construção e projecto de edifícios, inicialmente ligados aos materiais, tem nos últimos anos, e em particular com a generalização do panorama edificado com elevada incidência na solução de betão armado, demonstrado que este factor não pode ser encarado como o principal responsável pela estabilidade de um edifício sujeito à acção sísmica. Factores como a regularidade em planta e altura do edifício, a localização de zonas críticas e os mecanismos de rotura estrutural estão igualmente relacionados com a segurança e estabilidade sísmica. A regulamentação foi ao longo dos anos sendo adaptada à medida que se iam percebendo mecanismos de rotura e de dano dos edifícios. Contudo, acontecimentos recentes demonstram a limitação de alguns códigos com a ocorrência de graves danos nas construções com sismos, factor que demonstra a necessidade da constante actualização e melhoramento das suas cláusulas. A legislação europeia (Eurocódigo) preconiza o dimensionamento sísmico não apenas na verificação da resistência ao nível seccional, mas remete a segurança para a capacidade do edifício em dissipar energia quando o carregamento cíclico correspondente à acção de um sismo o solicita. Esta capacidade é conferida pela capacidade dos elementos em ultrapassar os seus limites elásticos, sem perdas significativas de rigidez e resistência, perante os ciclos de carga, designando-se como ductilidade. A ductilidade disponível nos elementos estruturais está dependente do tipo de esforços (nomeadamente o esforço axial), das características dos materiais e, no caso das estruturas de betão armado, da pormenorização das armaduras. Assim, esta nova filosofia de dimensionamento das estruturas à acção dos sismos pressupõe a consideração do seu comportamento não linear. No entanto, sendo a análise não linear ainda actualmente bastante

complexa e morosa na prática corrente, as regulamentações preconizam a determinação da resposta elástica da estrutura, sendo os resultados obtidos por esta análise linear afectados por coeficientes de comportamento de forma a simular o comportamento não linear. As simplificações associadas a este processo implicam a obtenção de resultados pouco precisos, verificando-se actualmente um grande esforço para o desenvolvimento de métodos mais exactos, no sentido de se obter uma maior segurança e uma maior economia nas soluções estruturais, já que a acção dos sismos é normalmente condicionante no dimensionamento estrutural nas zonas sísmicas.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

A presente tese foca-se na análise não linear das estruturas de betão armado sujeitas à acção sísmica, recorrendo a modelos de plasticidade distribuída e modelos de plasticidade concentrada de modo a aferir sobre a qualidade da simplificação introduzida pelo conceito de rótula, comparando a sua resposta em termos de deslocamentos e esforços gerados pela acção sísmica traduzida por um acelerograma artificial (de acordo com o espectro de resposta regulamentar). A análise não linear plana pretende comparar os resultados obtidos com formulação em deslocamentos e em flexibilidade, de modo a estabelecer vantagens e desvantagens na tradução do comportamento da estrutura em cada uma das metodologias de simulação. A comparação tem por base os parâmetros estruturais (deslocamentos, esforços) e os parâmetros associados à utilização, como sejam a tipologia de modelação ou o tempo e esforço computacional exigido para a análise. Adicionalmente pretende-se concluir sobre a qualidade da análise não linear plana em direcções separadas de modo indirecto e enquadrar os resultados na análise linear tridimensional por espectros de resposta. Pretende-se facultar uma visão global do comportamento sísmico de edifícios de betão armado, com descrição do comportamento real, da modelação desse comportamento e dos resultados obtidos através de diferentes metodologias.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese encontra-se dividida em cinco capítulos, sendo o primeiro composto pela presente introdução. No Capítulo 2 um conjunto de sismos ocorridos num intervalo de tempo pouco distante da actualidade é analisado, referindo-se os principais aspectos estruturais identificados, desde zonas críticas a mecanismos de rotura. Referem-se os vários graus de influência e de aplicabilidade da simulação numérica de edifícios nos diferentes cenários analisados, procurando demonstrar a realidade a simular nas modelações seguintes e a base para muitos dos conceitos analíticos referidos. O Capítulo 3 faz a abordagem de carácter teórico dos modelos de análise não linear usados na presente dissertação. Referem-se de forma sintética os métodos de simulação do comportamento cíclico de secções, elementos e estruturas. O Capítulo 4 introduz o caso de estudo, descrevendo as suas características geométricas e acções aplicáveis. É feita a análise sísmica da estrutura segundo a vertente linear do regulamento (Eurocódigo 8), nomeadamente segundo a parte 1 relativa a edifícios (EC8 - 1) [14]. São dimensionadas as armaduras dos elementos, segundo os conceitos referidos no mesmo documento. O Capítulo 5 efectua a aplicação a duas sub estruturas planas do caso de estudo dos modelos não lineares introduzidos no Capítulo 3, comparando com base em resultados e estudos de sensibilidade os métodos de plasticidade distribuída e concentrada. As comparações têm por base métodos de análise estática e de análise dinâmica não linear. Complementarmente e de forma indirecta efectua-se um paralelismo com a análise modal efectuada no Capítulo 4, comentando-se os resultados obtidos de forma comparativa.

2

COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS A ACÇÕES SÍSMICAS

2.1. INTRODUÇÃO

A evolução histórica e as consecutivas catástrofes associadas às ocorrências sísmicas, como se referiu no capítulo inicial deste trabalho, foram demonstrando os pontos fracos das estruturas e do seu dimensionamento. As observações efectuadas nos cenários pós-sísimo permitiram identificar os aspectos e as características críticas dos edifícios com colapso ou com níveis de dano bastante elevados, o que permitiu identificar os aspectos principais dos elementos estruturais e as directivas para um adequado comportamento sísmico, ponto de partida para a elaboração de ferramentas numéricas de simulação para tradução do mesmo comportamento.

A actividade sísmica de magnitude alta em zonas de elevada densidade populacional tem demonstrado recentemente que para diferentes códigos de regulamentação sísmica e diferentes datas de construção resultam danos diferenciados em edifícios de betão armado, como ficou demonstrado em Abruzzo, Itália (2009), Port-au-Prince, Haiti (2010) e Offshore Maule, Chile (2010). A evolução dos regulamentos sísmicos pode ser verificada com elevado melhoramento estrutural nos danos verificados em alguns destes casos, dependendo da idade do edifício, o que remete para a importância da evolução sofrida pela regulamentação e a eficácia das metodologias actualmente aplicadas nos códigos estruturais de vários países. Os actuais conceitos de limitação de danos implementados nos regulamentos sísmicos reproduzem muitas das preocupações observadas nos casos sísmicos referidos, introduzindo segurança nos edifícios à custa da dotação de capacidade de deformação. Esta preocupação remete claramente para a introdução do comportamento não linear nos métodos de análise. Fica implícita a evolução das metodologias de dimensionamento neste sentido, introduzindo maior economia no dimensionamento e generalizando metodologias, de modo a evitar algumas simplificações actualmente preconizadas, como os coeficientes de comportamento.

2.2. ACTIVIDADE SÍSMICA RECENTE

Os sismos de Kobe no Japão (1994) ou Northridge nos EUA (1995), ocorridos em locais de actividade sísmica regular transformaram a filosofia de dimensionamento e análise de edifícios sujeitos à acção sísmica. No rescaldo trágico dos danos humanos e económicos gerados, a construção passou a incorporar preocupações e conceitos até então não considerados, relativamente aos comportamentos estruturais observados em edifícios e pontes após estes sismos [1]. Contudo, e embora se encontrem

identificados e preconizados em vários códigos estruturais os aspectos críticos a considerar para obtenção do comportamento estrutural adequado, um passado recente demonstrou deficiências estruturais e erros de construção que rompem completamente com a filosofia actual de dimensionamento. No contexto referido, seleccionaram-se 3 sismos ocorridos recentemente os quais realçam os aspectos apontados e demonstram que, mesmo num cenário de total reconhecimento dos mecanismos de colapso e de construção após os grandes sismos de 90, ainda existem situações críticas. A avaliação do comportamento estrutural dos edifícios de betão armado nos casos de estudo teve por base os *reconnaissance reports* de diversas entidades mundiais, dado ser conhecida a importância destes documentos na evolução dos conhecimentos estruturais como complemento e base para as campanhas experimentais que se vão desenvolvendo nas diversas instituições. Os sismos seleccionados para análise consistiram no sismo de Port-au-Prince, Haiti (2010), Offshore Maule, Chile (2010) e Abruzzo, Itália (2009). Com as análises destes sismos pretende-se facultar uma visão geral dos aspectos críticos a simular, estabelecendo uma ponte entre as teorias de modelação do comportamento estrutural e material e a realidade, efectuando o paralelismo entre as potencialidades da simulação numérica e os danos causados, num contexto de segurança das estruturas.

2.2.1. SISMO DE PORT-AU-PRINCE (HAITI, 2010)

A análise em primeiro lugar dos relatórios relativos ao sismo ocorrido a 12 de Janeiro de 2010 no Haiti prende-se com o facto de aos elevados danos humanos estar associada a inexistente preocupação sísmica na construção dos edifícios. Este aspecto provocou a aparição dos mecanismos de rotura actualmente combatidos nas cláusulas dos regulamentos sísmicos por todo o mundo.

O sismo ocorrido no Haiti deveu-se à rotura da Enriquillo Plantain Garden Fault, resultando na magnitude 7,0 na escala de Richter, com PGA (peak ground acceleration) estimada de 0,3 a 0,45g. Na figura 2.1 é possível verificar as acelerações estimadas bem como os níveis de intensidade sísmica e o respectivo risco de dano nas construções, o que se estima ter sido ainda superior ao demonstrado.

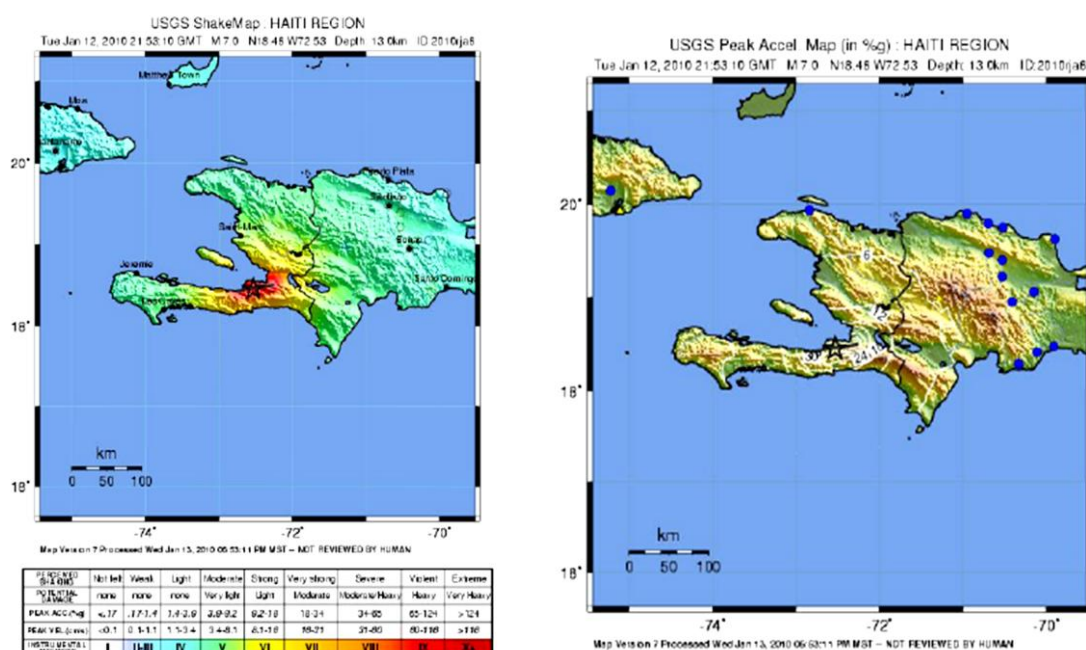


Figura 2. 1 – Mapa de intensidade sísmica e acelerações de pico do solo – epicentro em Port-au-Prince [2]

Estima-se que a população afectada directamente pelo sismo exceda os 1,5 milhões, cerca de 15% da população do país. O governo Haitiano (cujo palácio presidencial sofreu colapso parcial) estima que o número de mortos tenha excedido os 220000, com mais de 300000 feridos. Grande parte dos edifícios sofreu colapso ou danos irreparáveis, sendo que os edifícios sobreviventes deveram-se às reservas de resistência deixados no dimensionamento. Maioritariamente construídos em betão armado e alvenaria não reforçada, estima-se que 105000 edifícios de habitação sofreram colapso total e mais de 208000 sofreram danos [3]. O dimensionamento destes edifícios, inclusive os mais recentes de andares múltiplos na baixa de Port-au-Prince, não obedeceu a qualquer tipo de código, sendo que alguns aparentam ter seguido o código francês (BAEL) - que não inclui efeitos sísmicos - e as considerações gravíticas do regulamento americano (ACI -318), [2]. Com grandes prejuízos humanos directos e indirectos, devidos ao sismo e ao inexistente plano de emergência, atenuado apenas pela elevada ajuda internacional, com prejuízos económicos a rondar 1,2x o produto interno bruto do país, o sismo do Haiti demonstra a urgência de avaliação dos edifícios em locais de frágil situação económica e elevada densidade populacional. Embora a discussão económica seja muito mais alargada e não faça parte do âmbito deste estudo, não ficam dúvidas que simular o desempenho com ferramentas sólidas permite avaliar e difundir estratégias de intervenção, tal como incutir filosofias de dimensionamento preventivas e com carácter o mais económico possível conferindo segurança a economias e situações humanas frágeis.

2.2.2. SISMO DE OFFSHORE MAULE, CHILE (2010)

O sismo do Chile ocorreu no dia 27 de Fevereiro de 2010 com magnitude de 8,8 na escala de Richter afectando aproximadamente 8 milhões de habitantes com 452 mortes confirmadas [4]. Enquanto os estudos apontam para que não existissem regras de dimensionamento sísmico no Haiti, o sismo ocorrido no Chile representa o caso em que diferentes regras e diferentes épocas de dimensionamento dos edifícios de betão armado geraram resultados em termos de segurança divergentes, verificando-se ainda o caso da cidade de Concepcion, onde dois edifícios recentes apresentaram comportamentos diferentes devido a diferenças geológicas no dimensionamento.

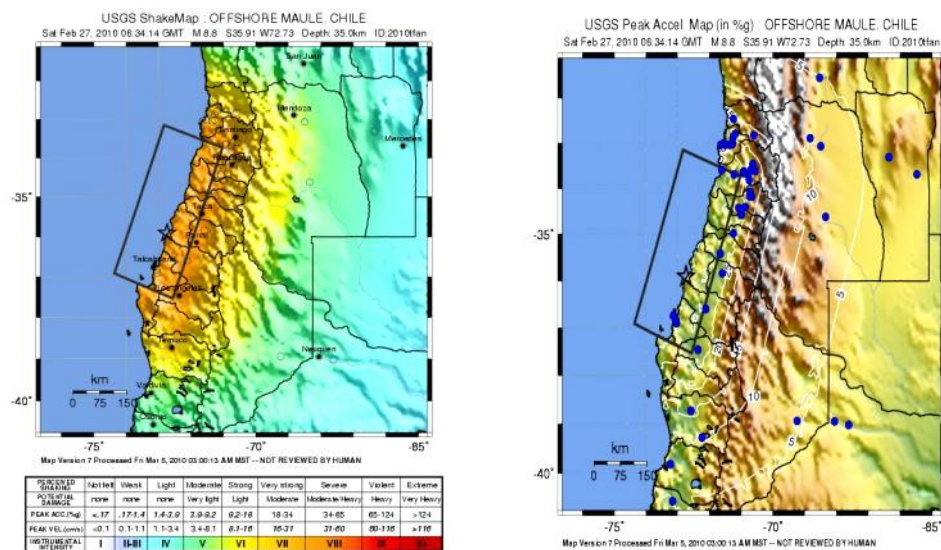


Figura 2. 2 - Mapa de aceleração do solo e de intensidade sísmica [5]

Apesar de não ter epicentro em terra como sucedeu no Haiti, a grande intensidade do sismo e as elevadas acelerações registadas (vários pontos acima dos 0,3g em vertical e horizontal) provocaram danos em vários edifícios e várias cidades do Chile (figura 2.2). A maior parte dos edifícios tiveram comportamento aceitável, com danos essencialmente não estruturais. Com intensidade muito superior ao sismo do Haiti, no Chile percebeu-se a importância do dimensionamento com preocupações sísmicas, com a reduzida percentagem de colapsos dentro das novas construções. Desde 1985, após o sismo de Santiago, que os edifícios no Chile, com particular relevo nas paredes resistentes, têm preocupações de limitação de danos para sismos de intensidade regular e de prevenção de colapso em caso de sismo muito intenso. As cláusulas (do código NCh 433, 1996) relativas às paredes têm por base as observações pós cenário sísmico de Março de 1985. Incidindo nos edifícios construídos entre 1985 e 2010, verificou-se que menos de 1% dos edifícios em betão armado com menos de 3 pisos sofreram colapso, subindo este valor para 2.8% (estimativa) para os edifícios com mais de 9 pisos. Note-se que o código Chileno não apresenta qualquer alteração versando a irregularidade em altura dos edifícios. As conclusões do relatório de reconhecimento [4 e 6] determinam que as principais lacunas estruturais estiveram relacionadas com a falta de confinamento, paredes resistentes com elevado esforço axial e em alguns casos as irregularidades em altura.

Um outro factor de elevada importância na análise registada prende-se com o facto de a acção sísmica registada situar-se num nível superior aos espectros de dimensionamento da norma chilena, como se pode verificar na análise dos espectros da figura 2.3.

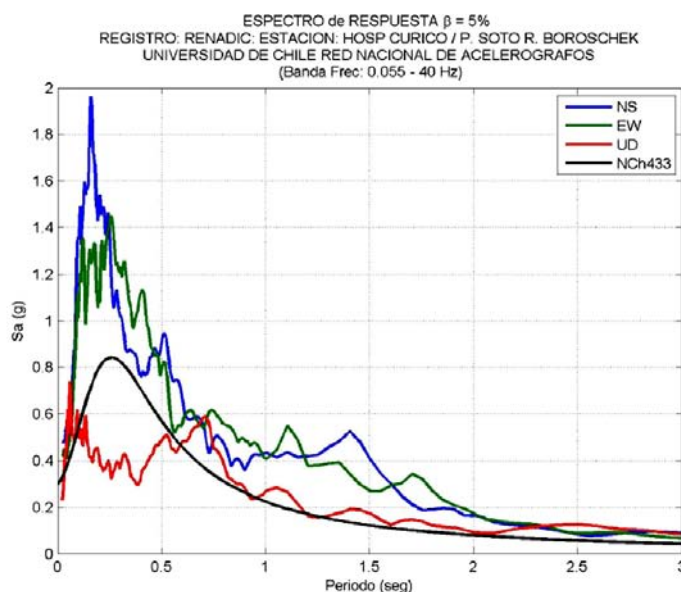


Figura 2. 3 – Comparação entre os espectros dos acelerogramas (NS, EW, UD) e o normativo (Nch433) [6]

Reportando ao caso dos edifícios na cidade de Concepcion, dois edifícios no mesmo local, sendo que um deles entrou em colapso estrutural e o outro sofreu danos reparáveis com a acção sísmica. A diferença entre os dois edifícios consistiu na classificação do solo em que foram fundados. O edifício que sofreu colapso foi dimensionado usando terreno tipo II (do código Chileno) e o edifício apenas com danos segundo o terreno tipo III. A diferença de terrenos conduziu a diferentes espectros de resposta para o projecto, factor que provavelmente actuou como condicionante na situação verificada (figura 2.4) O edifício que não entrou em colapso tem 20 andares e encontrava-se a data em fase de construção. Note-se ainda para o facto de o edifício construído já ter as alvenarias executadas, factor que pode igualmente ter influenciado as diferenças de comportamento observadas.



Figura 2. 4 - Proximidade dos edifícios e representação do colapso da torre construída [6]

2.2.3. SISMO DE ABRUZZO, ITÁLIA (2009)

O sismo de Abruzzo de 6 de Abril de 2009 registou magnitude 6,3 na escala de Richter com epicentro a aproximadamente 3 km da cidade de L'Aquila, na região de Abruzzo, em Itália. Com elevada componente vertical de aceleração imposta aos edifícios, da mesma ordem que a horizontal, provocando colapso ou dano elevado em 10000 a 20000 edifícios [7]. No que concerne aos edifícios de betão armado, verifica-se, à semelhança do que ocorreu em Portugal, uma evolução da regulamentação nos últimos 30 anos com elevada melhoria do desempenho sísmico, com introdução de crescente preocupação com modos de rotura e desempenho sísmico, sendo que em 2003 foram introduzidas no dimensionamento as considerações relativas ao *capacity design*. Estes últimos conceitos estão ainda relacionados com a implementação do Eurocódigo 8, código estrutural sobre o qual versa, em parte, este trabalho.

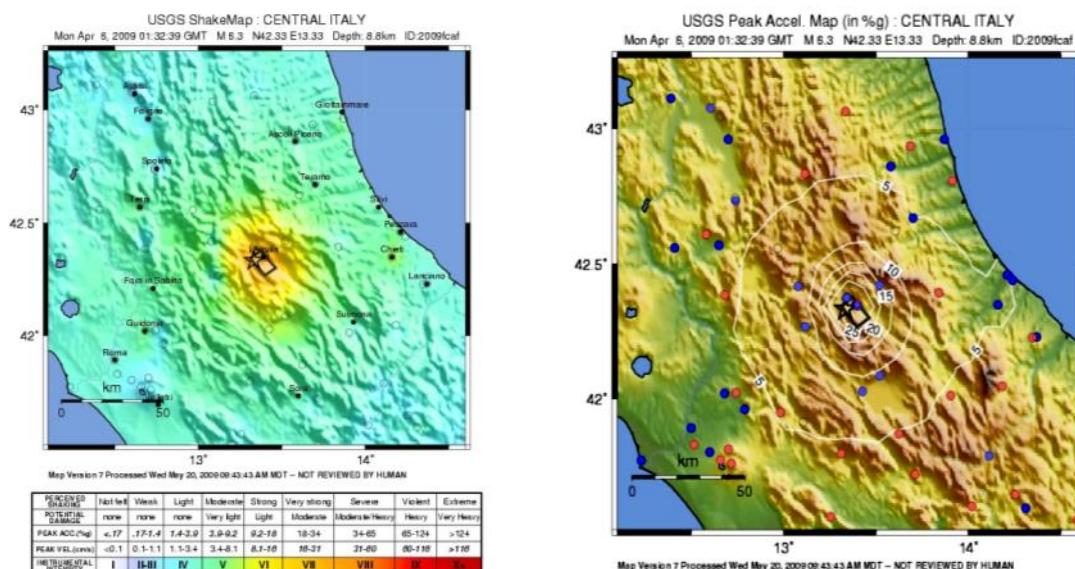


Figura 2. 5 – Intensidade e aceleração de piso do solo na região afectada [8]

O sismo teve origem num mecanismo de movimento na falha de Pagánica e provocou danos em vários edifícios da região, com especial incidência na vila medieval de L'Aquila. Os danos observados variaram entre simples fendilhação e colapso nos edifícios de betão armado, em boa parte estruturas

com 2 a 4 pisos, construídas após a II Guerra Mundial, em betão armado com preenchimento de paredes em alvenaria não reforçada. Nesta vila, verificou-se que a agregação de edifícios foi favorável para o comportamento sísmico na zona histórica, excepto quando estes tinham altura variável, situação em que o fenómeno de pounding, acção de impacto de um edifício com outro motivado pelas diferentes frequências de vibração nos pisos, provocou danos nos edifícios superiores [9].

Um dos aspectos mais críticos esteve ligado à queda das paredes exteriores de alvenaria não reforçada, cujos painéis se precipitaram sob efeito de bloco sobre a via pública (figura 2.6). Este aspecto remete para a importância do estudo do comportamento dos elementos não estruturais nos edifícios sujeitos ao evento sísmico. Enquanto os estudos não lineares e dimensionamento versam sobre a estrutura essencialmente porticada de grande parte dos edifícios construídos em betão armado, a segurança pode ficar comprometida quando os elementos não estruturais não são convenientemente executados de acordo com as normas e directivas existentes. O estudo deste comportamento dos painéis de alvenaria (particularmente no seu comportamento fora do plano) constitui um aspecto não abordado neste trabalho, devendo o seu efeito ser considerado quando se efectua a análise de estruturas existentes e/ou se preconizam medidas de reforço ou mitigação dos efeitos sísmicos, uma vez que estes elementos alteram as condições de rigidez das estruturas [10].



Figura 2. 6 - (a) Colapso de painel de alvenaria em edifício de betão armado [10] (b) Efeito de pounding entre edifícios de contíguos com altura irregular [9]

O relatório do PEER sobre o sismo de Abruzzo [9] remete ainda para a questão das acções regulamentares de dimensionamento preconizadas nos anexos nacionais dos países europeus de acordo com as indicações da filosofia de dimensionamento por espectros de resposta do EC8. Dada a intensidade do sismo ser superior a $M=5,5$, o estudo comparou a intensidade sísmica registada em vários pontos da região em vários tipos de solo, ao nível de aceleração de pico do solo (PGA) (figura 2.5), com os valores indicados para a acção sísmica tipo 1 do EC8 na região afectada. A figura 2.6 apresenta os resultados obtidos para as diferentes localizações, tipo de solo e direcção de aceleração.

Os espectros do EC8-1 8 [14] representados na figura 2.7 correspondem à aceleração de pico (PGA) registada em cada local. Analisando as curvas, verifica-se que a componente horizontal do espectro é superior à registada para períodos superiores a 1segundo nos solos tipo B. Para este intervalo, verifica-se aproximadamente coincidência entre o ramo do espectro e o sismo em solo tipo C. A excepção

existe no sismo AQA, onde foi registado um pico entre os 0,15 e 0,20 segundos, verificando-se posteriormente um abaixamento considerável da aceleração para valores abaixo da curva espectral. A comparação identifica a correspondência entre o espectro regulamentar e o sismo registado na região para períodos longos (superiores a 1segundo) mas para inferiores a este valor registam-se picos acima da aceleração espectral, o que pode levar a danos não contabilizados no dimensionamento.

A questão da acção de dimensionamento dos edifícios não é abordada neste trabalho, embora se deva notar que a constante actualização dos anexos nacionais do Eurocódigo 8 procura precaver uma situação de imprevisibilidade como é a intensidade de um sismo, traduzindo a acção para um dado período de retorno, não garantindo contudo a sua vertente máxima relativamente a uma situação real.

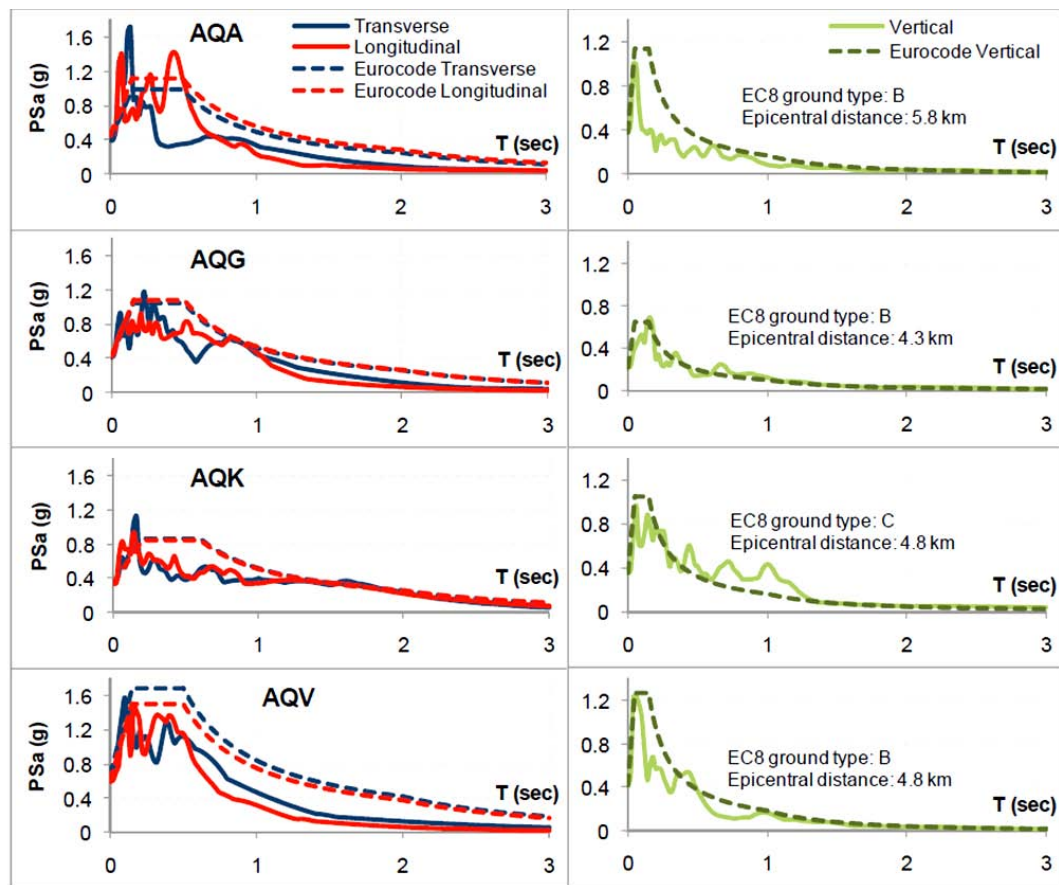


Figura 2. 7 – Comparação entre os valores registados nos sismos e os espectros do EC8 [9]

O sismo de Abruzzo, por estar ligado ao património edificado e pela situação geográfica não se afastar muito da posição geodésica global de Portugal constitui um caso de particular analogia relativamente a um possível evento sísmico. O comportamento de destruição verificado em muitos dos edifícios de 2, 3 pisos de L'Aquila deve corresponder ao comportamento de muitos dos edifícios existentes em Portugal. Reforça-se assim o aspecto de avaliação do património histórico ou da construção existente num futuro próximo, sendo recomendável a curto médio prazo a execução de uma base de dados de classificação dos edifícios e sua avaliação à escala macro, com base em critérios de inspecção visual simples, em conjunto com a elaboração e continuidade de estudos numéricos de referência que permitam, numa segunda fase, analisar os casos críticos e definir estratégias e metodologias de monitorização ou intervenção.

2.3. COLAPSO E DANO EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO APÓS SISMOS

Nos três casos sísmicos anteriormente descritos resultaram colapsos ou situações de dano em edifícios de betão armado relacionados com aspectos críticos accionados e demonstrados durante o comportamento cíclico imposto pelas acelerações sísmicas às estruturas. A observação das deformadas, dos aspectos e secções críticas detectadas, da concentração de dano em dados locais ou do tipo de colapso permite perceber por um lado o enquadramento das teorias de simulação actualmente existentes e estudadas neste trabalho, e por outro o registo das principais variáveis a introduzir nas formulações e estratégias de modelação.

2.3.1. MODOS DE ROTURA GLOBAL E PARCIAL DE EDIFÍCIOS

Os sismos de Kobe e de Northridge redefiniram a análise sísmica através da reformulação da concepção sismo-resistente de estruturas [1]. Um dos aspectos mais focados desde então e incorporados nos códigos estruturais consiste no estudo e controlo do modo de deformação dos edifícios quando submetidos à acção sísmica, o qual passou a ser definido explicitamente pelo projectista. Os modos de rotura/colapso de um edifício sujeito a uma acção horizontal (como é de modo geral o caso da acção sísmica) podem ser divididos em duas classes distintas: os modos de rotura global, onde se verifica o colapso generalizado do edifício e os modos de rotura parcial, onde apenas parte do edifício sofre colapso, afectando no entanto a segurança global das estruturas. Em ambos os casos ocorre um mecanismo de colapso de todo o edifício. A divisão efectuada distingue apenas os tipos de colapso generalizado daqueles em que se observa concentração mais elevada dos danos numa determinada região do edifício.

2.3.1.1. MODOS DE ROTURA GLOBAL EM ESTRUTURAS

O sismo do Haiti provocou o colapso da grande maioria dos edifícios em betão armado [3], como se verificou na sinopse apresentada no ponto anterior. A figura 2.8 representa o colapso de um edifício em Port-au-Prince devido à fragilidade do sistema estrutural e dos materiais de construção.



Figura 2. 8 – Edifício escolar de 2 pisos em Leogane – colapso total [2]

O tipo de colapso verificado na figura 2.8 representa a situação de total falta de capacidade de dissipação da energia introduzida pela acção sísmica. Com falta de reserva de resistência, o edifício sofre rotura dos pilares (referidos nos estudos como de geometria insuficiente) provocando o colapso de toda a estrutura. Este tipo de colapso não teve grande incidência nos restantes casos analisados dentro da gama de edifícios de betão armado. O colapso referido apenas ocorre em situações de total falha estrutural, com inexistente capacidade de deformação dos elementos e das secções da estrutura complementada por materiais de qualidade baixa e escasso rigor de execução, sendo amplificado com a magnitude extrema, como se verificou no Haiti, da acção sísmica.

2.3.1.2. MODOS DE ROTURA PARCIAL EM ESTRUTURAS

Um modo de rotura verificado em muitos cenários pós sismo está relacionado com a rotura de parte da estrutura, em geral de um dos pisos, por insuficiente capacidade de deformação em comparação com a restante estrutura. Relativamente a este modo de rotura, cujas filosofias actuais de dimensionamento procuram evitar, está associado em geral a dois aspectos principais [12]: falta de resistência dúctil e capacidade de deformação de um dos pisos em relação aos restantes componentes estruturais (“weak storey”) ou falta de rigidez e resistência comparativamente com os outros pisos (“soft storey”). As causas para ocorrência destes efeitos estão relacionadas muitas vezes com a ausência de paredes resistentes num dado piso, muitas vezes o primeiro, por motivos não estruturais, formando um piso vazado com muito menor rigidez que os restantes. Em outros casos observados, como é o caso da figura 2.9, no Haiti, os pilares apresentavam elevado esforço axial e insuficiente capacidade resistente o que provoca o seu colapso nos pisos inferiores, com ausência de dano (são visíveis as janelas intactas na figura nos pisos superiores) inclusive nos elementos não estruturais [2].



Figura 2. 9 - Primeiro piso em colapso devido a falta de resistência das paredes [2]

A ausência de regulamentação sísmica como ficou exposta anteriormente foi apontada como a grande causa dos efeitos devastadores verificados no Haiti. A regulamentação sísmica, como o Eurocódigo 8 ou o ACI, baseiam-se nos conceitos de Capacity Design, ou seja, numa filosofia de dimensionamento das estruturas de modo a que estas tenham capacidade de deformação. Esta filosofia tem por princípio cedência em determinadas secções de modo a que determinados elementos atinjam plastificação por uma dada ordem de modo a evitar modos de rotura precoces e distintos do modo global, como os

apresentados neste ponto. Esta filosofia de dimensionamento de edifícios baseia-se no princípio de viga fraca pilar - forte, ou seja, em considerações geométricas de ordem a que as primeiras secções em cedência se situem nas extremidades das vigas. O colapso apenas é atingido após a elevada dissipação de energia provocada pela cedência de todas as secções de extremidade das vigas (rótulas plásticas), o que contribui favoravelmente para o retardamento do mecanismo hipo estático. A figura 2.10 traduz os princípios da filosofia de dimensionamento amplamente usada e identificada em vários estudos, cuja abordagem será feita, em termos aplicativos, a um caso de estudo no capítulo 4 deste trabalho.

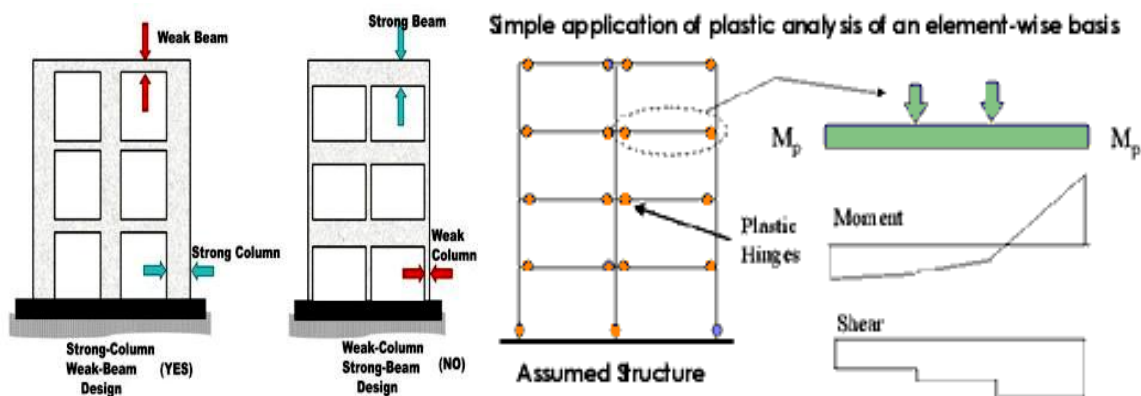


Figura 2. 10 – Princípio de dimensionamento para máxima dissipação de energia [11]

A figura 2.11 representa um caso de soft storey ocorrido no Haiti devido ao não cumprimento destes conceitos. As vigas muito espessas e sobredimensionadas, a descarregar em pilares com dimensões insuficientes (0,15x0,30 m²), levam a que a secção mais frágil nos nós de ligação viga - pilar se situe imediatamente abaixo da viga, no elemento vertical. As lajes de grande espessura, quando aceleradas pela acção sísmica, funcionam como um bloco rígido que exige capacidade de rotação às secções de ligação aos pilares. Como estas não exibem tal capacidade, forma-se a rótula plástica visível na figura 2.11 que leva à instabilidade de toda a estrutura.



Figura 2. 11 – Vigas fortes por oposição a pilares fracos e de dimensões insuficientes [2]

Um outro caso de soft storey, cujas causas não se encontram documentadas dado o elevado nível de dano do edifício, ocorreu no sismo no Chile, ocorrendo neste caso num piso intermédio da estrutura. O

colapso parcial aparenta estar relacionado com a torção e as irregularidades em altura e planta do edifício, como se pode induzir da figura 2.12. Note-se o facto de a fachada anterior não aparentar ter sofrido qualquer dano, por oposição à posterior com grandes danos nos pisos superiores. Este aspecto sustenta a possibilidade da torção à volta do núcleo de elevadores central, referida nos relatórios preliminares do sismo [6].

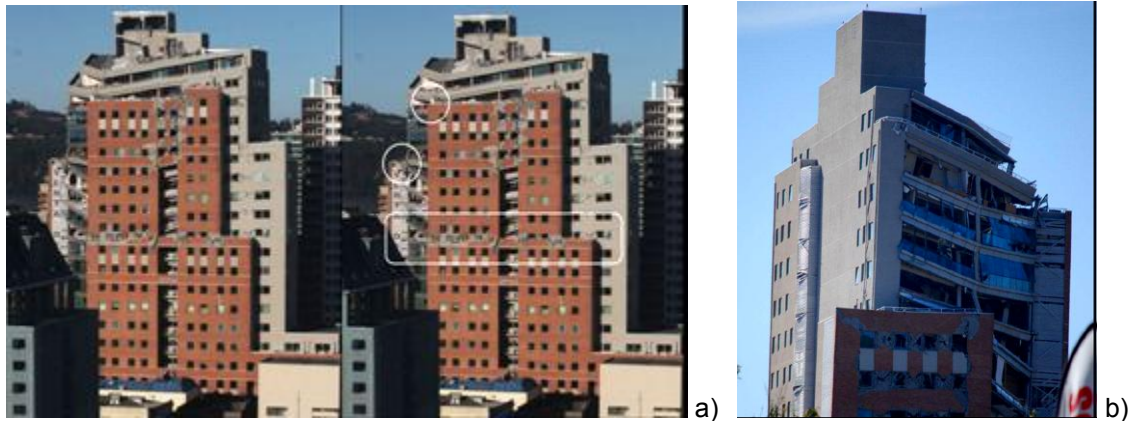


Figura 2. 12 – Piso fraco num edifício em Santiago do Chile: a) fachada posterior b) fachada anterior [6]

O princípio de rotura parcial, em geral aplicado a edifícios regulares em altura, tem nas irregularidades como pisos recuados aspectos muito particulares cujo estudo e regulamentação se encontram ainda insuficiente. Dada a especificidade verificada em alguns casos sísmicos, o Eurocódigo indica as metodologias não lineares como componente de dimensionamento, nomeadamente a filosofia *pushover*. A figura 2.13 representa um caso de soft storey num piso superior com manutenção dos restantes pisos em fase estável no Haiti. A ausência de controlo dos drifts no piso superior provocou a deformada de corte nos pilares visível. A figura referida anteriormente (centro – direita) representa um caso de soft storey verificado em L'Aquila associado à interrupção das paredes em altura. A formação de pisos com rigidez muito mais baixa que os restantes concentram neste local o foco de instabilidade de todo o edifício. Note-se que a existência de garagem no piso inferior do edifício levou à interrupção das paredes e consequente formação de piso fraco.



Figura 2. 13 – Soft storey em piso superior [53]; soft storey em primeiro piso em L'Aquila [10]

2.3.2. DANOS EM PILARES DE BETÃO ARMADO

As secções críticas em pilares e vigas correspondem, como se pode verificar nos relatórios dos vários sismos e nas cláusulas regulamentares, aos extremos dos elementos. Regulamentos, como o EC8-1 [14], dispõe de disposições construtivas relativas às condições de ductilidade local nos locais designados por comprimento crítico ou comprimento da rótula plástica - designação atribuída a estas zonas devido à concentração de plasticidade e deformação por rotação - por oposição à menor influência em secções intermédias. Estas disposições construtivas estão relacionadas com a tipologia da solução de armadura transversal a colocar e o respectivo efeito de confinamento conferido ao betão interior às cintas. Este efeito de cintagem promove o aumento da resistência do betão, conferindo à secção maior capacidade de rotação sem ocorrência de esmagamento.

A figura 2.14 representa um caso de armaduras e betão encontrado no Haiti após o sismo. Verifica-se o confinamento muito baixo, com espaçamentos muito grandes na zona crítica. Por outro lado, é visível a falta de ligante e a qualidade dos agregados sem rugosidades do betão. Note-se no pormenor da armadura lisa, um dos problemas das construções antigas, em muitos locais, que em caso sísmico não agarram o betão, resultando deste efeito a afectação do comportamento de aderência que leva ao escorregamento e aumento da deformação nas extremidades dos elementos. Na figura 2.11 é possível verificar a qualidade das emendas de varões e constatar que estas são efectuadas na zona de ligação às vigas, factor que contribui para a instabilidade na zona do nó.



Figura 2. 14 – Falta de ligante e pormenorização das armaduras [3] e elevado espaçamento entre estribos [2]

Ainda na figura 2.14 representa os problemas de falta de consolidação/vibração do betão e barras com elevado estado de corrosão (como se viu sem rugosidades), evidenciando ainda mais a falta de resistência verificada, sobretudo se se tiver em conta o facto de as armaduras já apontarem diâmetros muito baixos. Nos nós de ligação não foram executados estribos na maior parte dos edifícios, sendo que as zonas de reforço apresentavam estribos de 6mm sem rugosidade.

No caso do sismo de Abruzzo, o comportamento dos pilares de betão armado não diferem muito em geral das causas verificadas no Haiti, apesar de o nível de concretização e pormenorização seja muito superior. A análise efectuada em [10] revela que os edifícios estudados apresentavam deficiências nos nós viga pilar, nomeadamente ausência de cintas/estribos, presença de emendas de varões na zona de ligação à viga, comprimentos de amarração insuficientes. No que concerne aos danos, estes encontravam-se concentrados nas extremidades dos pilares, além dos danos severos verificados nos

painéis de alvenaria, no plano e fora deste. Muitos dos pilares, com particular incidência no piso inferior, sofreram rotura. A figura 2.15 apresenta alguns dos danos e insuficiências referidas acima.



Figura 2. 15 – Características dos nós de ligação dos pilares às vigas [10]

2.3.3. DANOS EM PAREDES RESISTENTES

Outra das grandes constatações nos sismos de Kobe (1995) e Northridge (1994) consistiu no melhor comportamento dos edifícios de betão armado com paredes resistentes relativamente às estruturas em pórtico (frame) [1]. O comportamento destes elementos apresentava contudo problemas semelhantes aos pilares dos sistemas de pórtico, relacionados com o corte e a ductilidade em determinadas secções.

Na figura 2.16 são visíveis os danos provocados pelo sismo no Chile numa parede resistente ao nível da base de um dos edifícios afectados. Nesta é possível identificar a rotura através da fenda longitudinal que percorre toda a parede devida à rotura transversal da parede. Na mesma figura é possível identificar o confinamento sem qualquer efeito devido à deficiente amarração e dobragem das cintas. Note-se que ocorreu o destacamento do betão de recobrimento, evidenciando no interior um betão com alguma degradação, sinal do mau confinamento referido. Por outro lado, a espessura insuficiente da parede provoca a instabilidade do betão interior e a encurvadura dos varões de reforço longitudinais. Segundo [6], este aspecto era característico da grande maioria das paredes inspeccionadas, não sendo particular do edifício analisado. Na figura encontram-se visíveis as escoras de segurança em suporte do edifício para evitar rotura naquele elemento.

A figura 2.17 representa a rotura por corte de uma parede resistente no sismo de Abruzzo, devido à insuficiente resistência no piso inferior do Hospital de San Salvatore. As lajes do edifício tinham neste edifício poucos elementos verticais de ligação, o que provocou elevada concentração de esforços sísmicos na parede levando à sua rotura.



Figura 2. 16 – Rotura de parede estrutural [6]



Figura 2. 17 – Rotura por corte de parede estrutural em L'Àquila [10]

A figura 2.18 representa uma parede estrutural com rotura por corte num piso inferior num edifício em Concepcion, no Chile. São visíveis as fissuras e a rotura do betão devido ao corte no piso da base, devido à existência neste local das aberturas para as garagens. Identifica-se a falta de armadura longitudinal e a escassa percentagem de armadura transversal no confinamento da parede.



Figura 2. 18 – Rotura de parede no piso inferior de um edifício por corte [6]

2.4. COMENTÁRIOS FINAIS

Os principais modos de rotura foram identificados em cenários pós sismo, tendo sido apresentada a relevância da simulação numérica nos 3 sismos estudados (Port-au-Prince, Haiti; Offshore Maule, Chile; Abruzzo, Itália) com o objectivo e necessidade de criar as condições para que os modelos de simulação numérica se tornem acessíveis e de controlo possível, à custa de simplificações introduzidas nos modelos sem alteração dos resultados reais, de modo a estabelecer um plano de identificação, estudo e intervenção no património edificado.

Identificam-se claramente nas figuras e análises mencionadas a concentração de danos nas zonas de extremidade dos elementos, com comportamento muito mais estável nas zonas intermédias quer das vigas quer dos pilares. Identificou-se a influência no comportamento estrutural do confinamento e qualidade dos materiais, desempenhando um papel importante no comportamento sísmico reflectido na ductilidade evidenciada na resposta sísmica.

A simulação numérica de um edifício de modo a traduzir o real comportamento sob a acção sísmica deve portanto obedecer à correcta modelação destes parâmetros bem como o estudo da sua influência nas estratégias adoptadas de simulação deve ser feito de modo a que a convergência de cenários seja atingida.

O aspecto dos elementos deformados e mesmo em rotura devido aos sismos indicam elevada concentração de deformação nas zonas críticas, sendo registado em alguns casos a ausência de dano elevado nos troços centrais dos elementos, factor que sugere a utilização simplificada de um modelo cujo comportamento não linear seja simplificadamente concentrado nas rótulas plásticas com um troço interior em regime elástico.

O presente trabalho efectuará a avaliação da qualidade e do grau de fiabilidade do modelo simplificado de plasticidade concentrada (também designado de modelo de rótula plástica) de modo a avaliar a qualidade numérica de uma simplificação que a realidade admite, como se verificou nos pontos anteriores. Como foi referido em [1], relativamente ao sismo de Kobe no Japão, os sistemas de pórtico (frame), sem paredes estruturais resistentes, apresentaram pior comportamento. Admitindo este cenário, considerou-se os edifícios com estrutura em pórtico para o presente estudo.

A validação destas simplificações apresenta um passo de elevada importância na simulação numérica uma vez que, caso a verificação e os erros inerentes não sejam consideráveis, constitui uma ferramenta mais simples que outras metodologias (que envolvem a simulação da totalidade dos parâmetros e elementos), numericamente mais simples e com vista a uma futura utilização em base corrente.

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA

3.1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a Engenharia Sísmica tem assistido ao advento e consolidação dos procedimentos de análise não linear, com notáveis avanços nas metodologias e ferramentas computacionais disponíveis para a simulação do comportamento cíclico de estruturas. Reforçada por uma exaustiva campanha laboratorial desenvolvida, a vertente não linear tem sofrido enorme aderência por parte da comunidade científica, sendo submetida a testes exaustivos de calibração com actividades experimentais, especialmente com ensaios em mesa sísmica. Como tal, e dada a constante revisão e evolução deste tipo de abordagem, a sua aplicação tem sido estudada e analisada, como complemento em alguns casos e como metodologia obrigatória em outros.

A associação entre a análise sísmica e não linearidade está relacionada com tipo de acção que nestes casos solicita a estrutura. A imposição de acelerações ou deslocamentos na base das estruturas provoca um comportamento estrutural diferente do caso em que são forças as acções solicitantes, uma vez que no caso sísmico as forças surgem da própria resposta da estrutura ao movimento imposto. Com a aplicação do deslocamento, são accionadas forças de restituição elásticas, comandadas pelos deslocamentos da estrutura, dependentes de vários factores como as relações constitutivas dos materiais. Desta forma, e como se evidenciou pontualmente no Capítulo 2, o comportamento da estrutura está dependente da sua capacidade de deformação, em particular da sua capacidade de deformação para além dos limites elásticos nas secções ditas críticas, ou seja, da ductilidade, sem degradação de resistência e rigidez. Este conceito está, nas estruturas de betão armado, dependente dos esforços (com maior relevo no esforço axial), dos materiais e da pormenorização das armaduras nas secções.

O regulamento sísmico europeu, nomeadamente no EC8 – 1 [14], remete para vários tipos de análise sísmica, subdivididos nas classes linear e não linear. Nas duas classes a capacidade das estruturas se deformarem além dos limites elásticos é introduzida, diferindo a forma como esta abordagem é efectuada. Ora, considerando que a não linearidade está em parte dependente da ductilidade como foi referido, as diferentes abordagens deste conceito diferem na forma de aplicação e modelação da capacidade de deformação da estrutura. A formulação em elementos finitos consiste no método usual para implementação das estratégias não lineares nas funções de análise sísmica. São várias as propostas existentes de modelação, diferindo entre elas o grau de simplificação ou a formulação introduzidos na simulação.

3.2. ENQUADRAMENTO REGULAMENTAR DA ANÁLISE NÃO LINEAR: EUROCÓDIGO 8

O estudo sísmico de um edifício, sob o ponto de vista regulamentar, pode ser efectuado partindo de dois tipos de análise de acordo com [14]: análises lineares e análises não lineares. Dentro de cada uma destas categorias, é feita ainda a distinção entre os métodos dinâmicos e estáticos. A figura 3.1 representa um diagrama simplificado de descrição dos métodos preconizados no regulamento sísmico europeu.

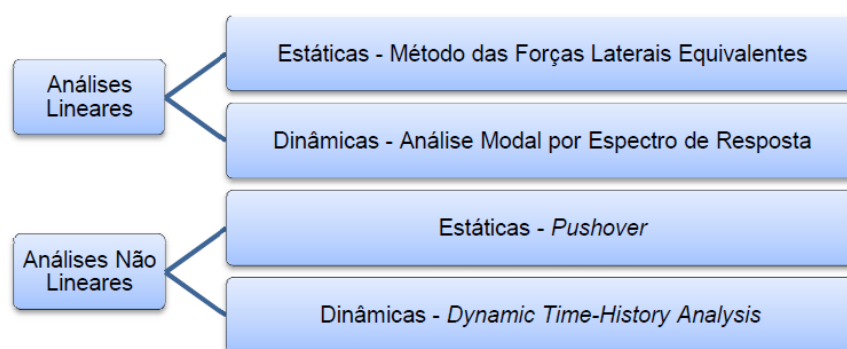


Figura 3. 1 – Metodologias de análise sísmica segundo o EC8 [15]

A distinção entre os métodos estáticos e dinâmicos está relacionada com o tipo de modelação da acção sísmica. No caso dos métodos estáticos, a acção sísmica é definida através de um conjunto de forças horizontais aplicadas à estrutura. Este padrão de forças pode ter várias configurações, no caso da análise pushover, devendo ser considerados o padrão uniforme, onde uma carga proporcional às acções gravíticas é aplicada gradualmente através de incrementos e o mais recente padrão adaptativo, onde o modelo de forças tem concordância com a configuração modal da estrutura. No caso dos métodos dinâmicos, a solicitação sísmica é introduzida na estrutura na forma de um deslocamento ou aceleração. No caso da análise modal são introduzidos os deslocamentos modais do espectro de resposta (valores máximos) sendo obtidos os valores de estudo sísmico através da sobreposição modal, à custa de combinações de parâmetros modais. Por oposição, no caso da análise dinâmica por integração no tempo, é aplicada uma história de acelerações à estrutura, resultando um conjunto de resultados no tempo devido à série sísmica.

No que concerne à distinção entre as metodologias lineares e não lineares, verifica-se que a exploração das deformações plásticas dos materiais é a filosofia usada nas duas abordagens, em estruturas de betão armado, com foco relevante no comportamento sísmico. As duas metodologias distinguem-se na forma como é abordado o conceito de ductilidade e a dissipação de energia na formulação intrínseca à análise.

3.2.1 – ANÁLISE LINEAR

A análise linear preconizada em [14] pode ser considerada partindo de duas metodologias: através de aplicação de forças estáticas horizontais equivalentes ao primeiro modo de vibração da estrutura, caso o primeiro modo seja dominante de acordo com o disposto na cláusula 4.3.3.2 do EC8 – 1 ou através da obtenção da resposta por sobreposição modal da estrutura para o espectro de resposta regulamentar. Embora a primeira via se apresente mais simples (porém muito simplificada também), a referência do regulamento consiste na análise por sobreposição modal, considerando as acções de um espectro de

resposta e a deformada máxima incorporando a não linearidade através de coeficientes de comportamento.

3.2.1.1 – DUCTILIDADE E DISSIPAÇÃO DE ENERGIA EM REGIME LINEAR

A análise do conceito de ductilidade da estrutura é em geral apresentada introduzindo o comportamento de um sistema de um grau de liberdade (SDOF). A figura 3.2 representa o sistema referido, F_{LINEAR} e δ_{LINEAR} representam a força e deslocamento máximos no oscilador linear, F_y e δ_y representam a força e deslocamento de cedência no oscilador não linear e $F_{\text{NÃO LINEAR}}$ e $\delta_{\text{NÃO LINEAR}}$ representam a força e deslocamento máximos no oscilador não linear.

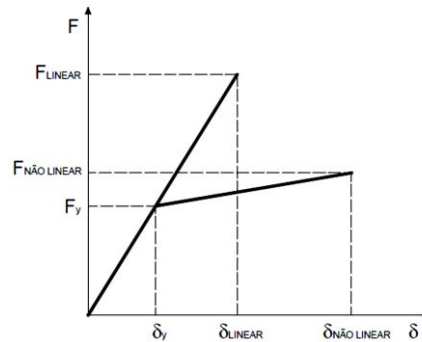


Figura 3. 2 – Comportamento não linear de um oscilador SDOF [15]

No comportamento do oscilador, e admitindo o seu comportamento não linear, quando um deslocamento δ superior ao deslocamento de cedência é aplicado à estrutura, não é atingido necessariamente o colapso. As forças obtidas em regime não linear em resultado deste deslocamento são inferiores às obtidas para regime linear. Deste modo fica justificada a possibilidade de aplicação da análise não linear no contexto da análise sísmica, dada a imposição de deslocamentos às estruturas, desde que a capacidade de deformação desta seja garantida.

3.2.1.2 – COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

A consideração do efeito da não linearidade na análise linear obedece à redução de forças de dimensionamento representada na analogia com o oscilador SDOF. Esta redução de forças é ditada pelo coeficiente de comportamento, que remetendo ao sistema SDOF representado, consiste no valor calculado pela equação (3.1) e (3.2), q_f no caso de relação das forças lineares e não lineares e q_d em deslocamentos.

$$q_f = \frac{F_{\text{linear}}}{F_{\text{não linear}}} \quad (3.1)$$

$$q_d = \frac{\delta_{\text{linear}}}{\delta_{\text{não linear}}} \quad (3.2)$$

De modo a transportar a análise linear para o espaço não linear, o EC8 define o coeficiente de comportamento como o rácio aproximado entre as forças sísmicas que a estrutura sofreria com 5% de

amortecimento e as forças consideradas em dimensionamento. A expressão geral que define o coeficiente de comportamento para acções sísmicas horizontais em estruturas regulares em altura é expressa na equação (3.3):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (3.3)$$

Na equação 3.3, os seguintes significados são atribuídos aos parâmetros, de acordo com [16].

q_0 - Valor básico do coeficiente de comportamento, dependendo do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura, calculado de acordo com a tabela 3.1 (tabela 5.1 de EC8 parte 1).

k_w - Factor que reflecte o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes. Este coeficiente varia entre 0,5 (paredes muito compactas) e 1 (sistemas mistos pórtico-parede).

Tabela 3. 1 - Valores básicos do coeficiente de comportamento

Sistema Estrutural	DCM	DCH
Pórticos, Estruturas mistas pórtico-parede e Paredes Acopladas	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Paredes	3,0	$4,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas em pêndulo invertido	1,5	2,0

Os parâmetros representados na tabela 3.1 correspondem à tabela 5.1 de [14] e têm os seguintes significados: α_1 corresponde ao valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deve ser multiplicada de forma a atingir a resistência à flexão de qualquer elemento da estrutura, enquanto todas as outras acções de projecto se mantêm constantes; α_u corresponde ao valor pelo qual a acção sísmica horizontal de projecto deve ser multiplicada de forma a formar rótulas plásticas num número de secções suficientes para se desenvolver a instabilidade total da estrutura, enquanto todas as outras acções permanecem constantes. O valor α_u pode ser obtido por uma análise global não linear (pushover); α_u / α_1 corresponde ao quociente entre a força que provoca a formação da primeira rótula plástica e a força que leva à formação de um mecanismo, reflectindo então a sobre resistência da estrutura, ou seja, o endurecimento que esta experimenta após a formação da primeira rótula plástica. Este quociente está limitado no EC8 ao valor máximo de 1,5. No entanto este regulamento propõe valores para este quociente, dependentes do tipo estrutural em análise, sendo aplicável às estruturas de vãos e pisos múltiplos, em pórtico, o valor de 1.3. [16].

Como se pode verificar, o cálculo do coeficiente de comportamento depende essencialmente de factores como a redundância da estrutura (de modo a retardar o mecanismo de colapso) e acima de tudo da deformação das zonas críticas da estrutura, onde se formam as rótulas plásticas, localizadas nas extremidades dos elementos como se verificou no capítulo 2 deste trabalho. Ou seja, o comportamento da estrutura pode ser apenas considerado não linear caso exista um controlo rigoroso do comportamento destas zonas, nomeadamente da sua deformação, de modo a poder permitir a deformação além do limite elástico.

Note-se ainda que segundo o regulamento o comportamento da estrutura deve ser considerado fendilhado, considerando metade da rigidez inicial elástica, para a análise linear.

3.2.1.3 – COEFICIENTE DE DUCTILIDADE

Associada à capacidade de deformação da estrutura, foi definido o coeficiente de ductilidade, factor que relaciona, sem redução da resistência, o limite de deformação no domínio elástico e o limite não linear. Este coeficiente pode ser obtido através de diferentes parâmetros e de acordo com o grau de análise (local ou global) da ductilidade. Os regulamentos sísmicos definem diferentes coeficientes com base em deslocamentos, curvaturas ou rotações, usando para tal as relações força – deslocamento ou momento-curvatura da estrutura (global) ou de uma secção (local – em geral nas zonas das rótulas plásticas). A equação 3.4 define a relação de curvatura em deslocamentos μ_d em função do deslocamento último du e o de cedência dy . Este factor é em geral usado, como se referiu, para efeitos de análise global das estruturas.

$$\mu_d = \frac{du}{dy} \quad (3.4)$$

A equação 3.5 define o mesmo factor considerando as curvaturas das secções, num estudo de ductilidade local. Em geral este parâmetro define a ductilidade disponível nas rótulas plásticas da estrutura. A ductilidade em curvatura μ_φ é obtida através da relação entre a curvatura última, φ_u e a curvatura de cedência, φ_y .

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (3.5)$$

O mesmo estudo pode ser reflectido através das rotações, de acordo com as curvaturas, através da equação 3.6.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3.6)$$

No caso da definição da curvatura de cedência, várias são as propostas empíricas para o cálculo deste parâmetro, complementarmente à análise momento-curvatura que é possível efectuar às secções. No caso presente, apresentam-se neste trabalho as expressões das equações 3.7 e 3.8 para definir a curvatura de cedência em vigas e em pilares rectangulares, respectivamente. A primeira expressão tem por base os trabalhos de Priestley (3.7), [17] e a segunda a investigação de Biskinis (3.8), [18]. Nas expressões consideradas, ε_y corresponde à extensão de cedência do aço e hc a maior dimensão da secção.

$$\varphi_y = 1,75 * \frac{\varepsilon_y}{hc} \quad (3.7)$$

$$\varphi_y = 2,10 * \frac{\varepsilon_y}{hc} \quad (3.8)$$

No caso de aplicação regulamentar, o EC8 apresenta especificações para o dimensionamento de estruturas de betão armado quer para ductilidade global quer para ductilidade local. No que concerne ao nível global, o conceito de *capacity design* previne a formação de pisos fracos e permite que a deformação final seja a deformação de corte com formação das rótulas plásticas nas vigas. Por outro

lado, é definido como um mecanismo de dissipação de energia estável se para o deslocamento último, correspondente ao estado limite último, sem que se verifique um abaixamento da resistência superior a 20%, sem rotura do betão confinado e encurvadura dos varões longitudinais.

A nível da ductilidade local, e dado o efeito introduzido pelo coeficiente de comportamento, o EC8 apresenta rigorosas condições e disposições construtivas com grande relevo na armadura transversal dos pilares e vigas. A cláusula 5.4.3 do regulamento tem como principal função a discretização do tipo de reforço e confinamento a introduzir nos pilares e vigas das estruturas de betão armado, com particularização das zonas críticas. São introduzidas questões de espaçamento e armadura mínima a dotar nas secções de formação das rótulas plásticas. Estas considerações têm como referência o coeficiente de ductilidade calculado de acordo com a cláusula 5.2.3 de [14], nomeadamente nas equações 3.9 e 3.10 abaixo referidas.

$$\mu\varphi = 2 * q_0 - 1 \quad \text{se } T1 \geq Tc \quad (3.9)$$

$$\mu\varphi = 1 + 2 * (q_0 - 1) * Tc/T1 \quad \text{se } T1 < Tc \quad (3.10)$$

Estes valores derivam da relação entre a ductilidade em deslocamentos (função de q) e a ductilidade em curvatura, como referido na mesma cláusula do EC8 e no anexo B. São valores que correspondem ao ratio entre a curvatura última correspondente a 85% do momento resistente e a curvatura de cedência, sem que sejam ultrapassadas as extensões últimas do betão e do aço. Nas equações referidas, Tc corresponde ao limite superior do ramo espectral com aceleração constante e $T1$ ao período fundamental da estrutura. Quando as questões de ductilidade local são respeitadas, o EC8 - 1 refere que ficam acautelados os problemas de encurvadura potencial de varões em compressão, bem como de tensão e extensão insuficientes do betão (confinado) ao longo dos comprimentos críticos.

3.2.1.4 – COMPRIMENTOS DA ZONA CRÍTICA

No dimensionamento linear de acordo com o EC8 são definidos comprimentos específicos onde se aplicam as condições de ductilidade local referidas no ponto anterior. No caso das vigas, a cláusula 5.4.3.1.2 (1) do EC8 - 1 determina que a secção crítica desenvolve-se ao longo de um comprimento igual à altura da secção transversal, nas extremidades dos elementos. No que concerne aos pilares, a secção crítica desenvolve-se potencialmente no comprimento crítico (Lcr) dado pela equação 3.11.

$$Lcr = \max\{hc; \frac{lcl}{6}; 0.45\} \quad (3.11)$$

No caso dos pilares, é feita referência no regulamento à possibilidade de adoptar comprimentos críticos diferentes dos preconizados nas cláusulas, se para tal houver informação disponível. Esta informação está relacionada com as estratégias de modelação não linear, quer nos métodos estáticos ou dinâmicos, que sugerem informação sobre o estado das secções críticas e permitem aferir sobre o desenvolvimento de Lcr .

3.2.1.5 – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM (P - Δ)

A consideração dos efeitos de segunda ordem é efectuada indirectamente na análise linear através da limitação simplificada dos drifts entre pisos da estrutura. Como no dimensionamento linear são consideradas em caso sísmico deslocamentos plásticos da estrutura, os efeitos de segunda ordem

acentuam-se e apresentam grande importância no comportamento dos elementos. A cláusula 4.2.2, no ponto (2), refere que os efeitos de segunda ordem podem não ser incluídos se o coeficiente de sensibilidade aos drifts entre pisos, θ , definido pela equação 3.12, for inferior a 10%.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.12)$$

Na equação 3.12, P_{tot} corresponde à carga vertical acima e no piso considerado, em situação de dimensionamento sísmico, dr ao drift em situação de projecto, calculado com os deslocamentos em análise elástica ponderados pelo coeficiente de comportamento, V_{tot} o corte basal total do piso e h a altura entre pisos. Caso $0,1 < \theta \leq 0,2$, os efeitos da acção sísmica devem ser ponderados por um factor $1/(1 - \theta)$, não devendo exceder o valor de 0,3.

3.2.1.6 – Acção Sísmica Dinâmica Linear

A acção sísmica no caso de análise linear é introduzida através de espectros de resposta, de acordo com as leis definidas na cláusula 3.2.2 do EC8 - 1 [14]. Na cláusula referida, são indicados os espectros de resposta elásticos e de projecto, variando para tal a ponderação pelo coeficiente de comportamento. Variando o período de retorno, o regulamento define ainda um espectro adicional para o estudo de condições de deformação, nomeadamente o cálculo de drifts. Os espectros são definidos por ramos, limitados pelos períodos T_B , T_C e T_D , correspondentes a um troço inicial de transição linear para aceleração do solo, seguido de um troço de aceleração constante, outro de velocidade constante, sendo que a partir de T_D se observa deslocamento constante. A figura 3.3 agrupa as equações analíticas que traduzem os ramos referidos, bem como o significado das variáveis envolvidas.

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\ T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \end{aligned}$$

Figura 3. 3 – Metodologia de cálculo do espectro elástico segundo o EC8 [14]

Nas equações referidas, $S_e(T)$ corresponde ao espectro elástico, sendo T o período de vibração dum sistema de um grau de liberdade. A variável a_g corresponde à aceleração de projecto em rocha, obtido a partir da aceleração de pico de referência, agr multiplicada pelo coeficiente de importância, γ . S corresponde a um factor do solo e η ao factor de correcção do amortecimento (unitário para 5% de amortecimento). Estes parâmetros encontram-se definidos nos anexos nacionais de cada país.

3.2.2 – METODOLOGIAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR

Quando o comportamento não linear, na sua componente física e material, é considerado, o EC8 - 1 refere que nos modelos de análise devem ser devidamente consideradas as acções sísmicas introduzidas, os modelos constitutivos, o método de interpretação de resultados e os requerimentos a satisfazer. O modelo matemático deve incorporar os efeitos de comportamento cíclico e pós-cedência da estrutura. No mínimo, deve ser considerado ao nível dos elementos uma relação força deslocamento bilinear. Em betão armado, o regulamento indica que as secções devem ser consideradas fendilhadas, o que corresponde, em termos de rigidez, em elementos dúcteis onde se espera surgirem incursões pós cedência na resposta, a considerar a rigidez secante ao ponto de cedência. O EC8 permite ainda a consideração de envolventes trilineares, considerando o comportamento antes e após a fendilhação da estrutura. Note-se que em regime elástico linear, a rigidez considerando a fendilhação implica a redução da rigidez tangente a metade (0,5).

As propriedades dos materiais devem ser consideradas através de valores médios, sendo que em estruturas recentes (como se aplica ao caso de estudo deste trabalho) estes parâmetros devem ser obtidos através dos valores característicos de acordo com o EC2 – 1 [19].

As acções gravíticas devem corresponder às combinações sísmicas definidas no EC8. Por seu turno, a acção sísmica deve ser aplicada em ambas as direcções da estrutura, positiva e negativa, sendo considerado o resultado máximo obtido.

3.2.2.1 – ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR - PUSHOVER

O Eurocódigo 8 indica este tipo de análise como base para obtenção do ratio (α_u/α_1), como se referiu anteriormente na apresentação da metodologia regulamentar de obtenção de coeficientes de comportamento. Uma das particularidades da análise pushover consiste no facto de este método permitir por um lado a identificação do mecanismo de deformação e colapso da estrutura, bem como a monitorização do estado de dano das secções críticas para determinados níveis de carga. No âmbito do EC8 - 3, esta metodologia pode ser utilizada, com critérios específicos e adequada estimativa dos parâmetros materiais, para estimar a capacidade de carga de corte e o comportamento previsível da estrutura em ocorrência sísmica. Em caso de regularidade estrutural, o EC8 permite a consideração de dois modelos planos representando cada uma das direcções horizontais da estrutura. Já se referiu anteriormente a metodologia incremental de aplicação do padrão de forças horizontais. Estas forças devem, segundo o regulamento, ser aplicadas nos locais correspondentes às massas da estrutura. Como é corrente a estratégia de concentração das massas nos nós das estruturas, estes pontos correspondem aos pontos de aplicação das cargas incrementais. A metodologia de análise pushover deve ser efectuada até um deslocamento de topo igual ao deslocamento alvo definido no anexo B do EC8 - 1.

O método pushover, como representado na figura 3.4, permite efectuar o controlo da ductilidade da estrutura à medida que o carregamento incremental é accionado, sendo obtida a evolução do comportamento de dissipação de energia até atingir o mecanismo correspondente ao colapso. Este controlo tem por base a quantificação das curvaturas mobilizadas nas secções críticas, nas extremidades dos elementos e comparação deste valor com o respectivo valor de cedência.

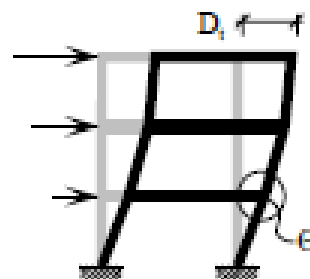


Figura 3. 4 – Método Pushover

3.2.2.2 – ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – DYNAMIC TIME HISTORY ANALYSIS

A análise sísmica no tempo deve ser efectuada, segundo [14], através da integração directa das equações diferenciais do movimento, usando como acção o efeito de acelerogramas artificiais obtidos a partir do espectro de resposta de projecto, segundo o procedimento definido na cláusula 3.2.3 do regulamento. Os acelerogramas devem ser gerados para 5% de amortecimento viscoso (estrutura em betão armado), com duração mínima de 10 segundos. As questões de modelação neste tipo de análise coincidem com os aspectos referidos no ponto 3.2.2 deste trabalho. No mínimo devem ser referidos 3 acelerogramas artificiais na análise. O EC8 permite ainda a utilização de sismos reais, provenientes de registo de acelerómetros, desde que a relação das situações de registo e de estudo em termos de geotecnia do terreno sejam concordantes, quer no parâmetro S e na aceleração a_g .

A obtenção dos acelerogramas artificiais para simular a acção espectral tem por base a análise estocástica. Para o seu cálculo, é necessário transformar o espectro de resposta num espectro de potência, através das funções de transferência e de acordo com a transformada de Fourier. Posteriormente, e tendo por base a possível representação do acelerograma como um conjunto de funções harmónicas, para gerar um sinal artificial, estacionário, basta dividir o Espectro de Potência num número elevado de bandas de largura. A cada uma das bandas associa-se um valor do espectro de potência definido através do valor espectral para a frequência central da banda. Com esta informação é possível calcular a amplitude associada à harmónica de frequência. A série final obtém-se por sobreposição das N harmónicas, associando a cada harmónica um ângulo de fase gerado aleatoriamente obedecendo a uma distribuição uniforme no intervalo entre 0 e π [50]. A figura 3.5 resume o processo descrito.

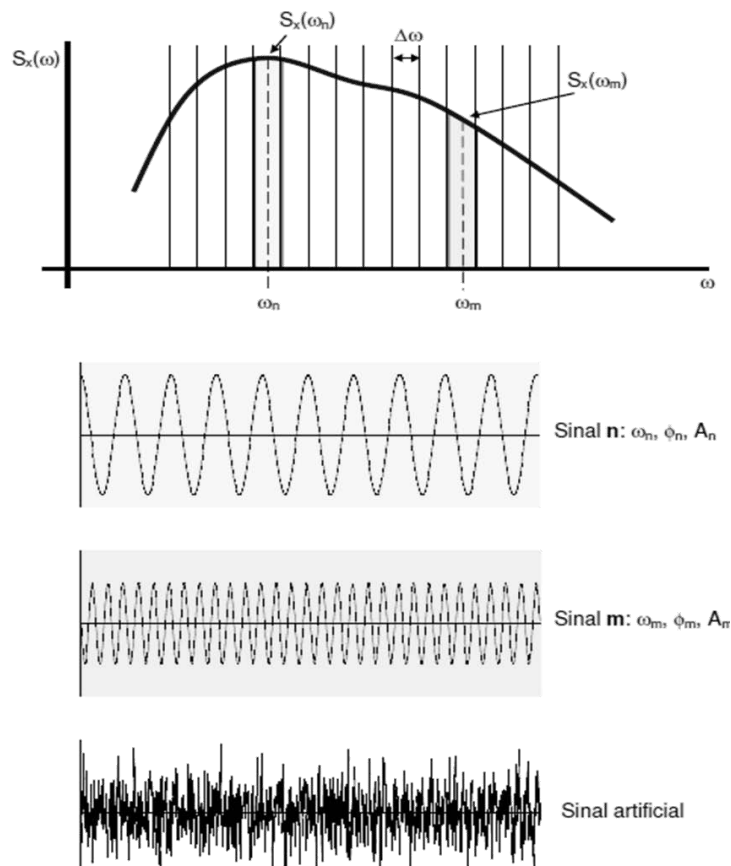


Figura 3. 5 – Obtenção de um acelerograma artificial partindo do espectro de potência [50]

3.3. MODELAÇÃO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO: COMPORTAMENTO SÍSMICO

A análise das cláusulas do Eurocódigo 8 – 1, no que concerne à metodologia de análise não linear, como foi demonstrado em 3.2.2, efectua uma descrição muito leve das ideias base e das restrições a aplicar aos modelos de cálculo. A escassa abordagem do regulamento a estas condições tem de facto sentido, dada a existência de vários modelos de simulação numérica de edifícios sujeitos à acção sísmica. A diversidade de modelos está em geral associada aos diferentes graus de simplificação e à forma de simulação do comportamento inelástico. De acordo com o CEB [20], os modelos de simulação do comportamento cíclico de estruturas de betão armado podem ser divididos em 3 grupos:

- Modelos estruturais simplificados;
- Modelos baseados em discretização ao nível dos elementos estruturais;
- Modelos baseados em formulações genéricas de elementos finitos;

O primeiro grupo de modelos para representar estruturas porticadas em regime não linear consideram um número reduzido de graus de liberdade [21]. Também designados de modelos globais, podem ter por base a estrutura toda reduzida a um número baixo de graus de liberdade ou a assemblagem de macro modelos de partes da estrutura [22]. Em geral, o uso deste tipo de modelação considera um grau de liberdade coincidente com o deslocamento do topo. O comportamento estrutural é traduzido pela relação histerética entre o grau de liberdade definido e o esforço transversal total na base. Aplicável a estruturas regulares, onde a massa é quase totalmente mobilizada no primeiro modo de vibração, estes modelos globais podem ser aplicados a estruturas com pilares fortes - vigas fracas [21]. Uma discretização com as mesmas características mas por piso pode ser aplicável na análise de estruturas com vigas fortes e pilares fracos. A modelação simplificada responde adequadamente para análises globais, sendo limitada no entanto na informação relativa a exigências de ductilidade e níveis de dano, o que exclui a possibilidade de aplicação a estruturas irregulares [21].

O segundo grupo de modelos referido pelo CEB [20], denominado de modelo “member by member”, simula a estrutura como uma assemblagem de elementos [22]. A consideração destes elementos independentes usados para modelar parte da estrutura permite obter resultados relativos aos níveis de dano e condições de ductilidade exigida, podendo ser individualizada a resposta ao nível elementar [21]. O comportamento não linear pode ser introduzido definindo rótulas plásticas, zonas de concentração da plasticidade (modelos de rótula concentrada) ou através da avaliação da resposta em determinadas secções e integração para todo o elemento, distribuindo a plasticidade ao longo de todo o elemento [22].

Os modelos baseados em elementos finitos implicam a discretização de elevado nível, definindo elementos particulares para o betão, o aço e os elementos especiais de ligação. Estes modelos permitem ainda representar o início da fendilhação e a sua propagação ao longo do processo de carregamento, desdobrando cada nó da discretização na fronteira do elemento do betão em dois e unindo estes últimos através de elementos especiais de contacto que reproduzem o comportamento ao longo da fronteira. [21]. Esta metodologia, também designada por “point by point”, introduz na modelação leis constitutivas uniaxiais e pluriaxiais. [22]

O presente trabalho incide sobre as modelações com base na discretização dos elementos estruturais. Consideram-se as duas metodologias de plasticidade concentrada e distribuída, introduzindo a não linearidade através da discretização em fibras. O facto de consideração das fibras sugere uma modelação elementar mas com aspectos de elementos finitos, dada a incorporação na análise do comportamento do aço e do betão de acordo com a lei constitutiva respectiva dos materiais [22].

3.3.1 – COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS SECÇÕES ESTRUTURAIS

A ocorrência de deslocamentos em regime não linear em estruturas de edifícios submetidos à acção sísmica impõe, atendendo ao carácter cíclico da acção, a caracterização do comportamento dos elementos ao longo dos estados de deformação gerados. O carácter evolutivo da deformação, em especial nas zonas críticas da estrutura, demonstra que a redistribuição de esforços está dependente não apenas do comportamento individual dos elementos mas também da interacção resultante entre estes. Importa portanto concentrar atenções nas secções onde é exigida maior ductilidade da estrutura, visto ser nestes locais onde terá potencialmente maior incidência a não linearidade.

O comportamento de uma secção pode ser dividido em duas partes essenciais quando solicitada pela acção sísmica. Por um lado a acção mobiliza com fase crescente a curva de comportamento monotónico da secção. Esta curva traduz a variação do comportamento seccional, incorporando os fenómenos de degradação da rigidez, cedência e fendilhação. Por outro lado, o carácter cíclico da acção leva a um comportamento de dissipação de energia, em geral idealizado através de modelos histeréticos força – deslocamento.

O conceito de deformação não linear implica ainda um aspecto adicional em outros estados menos capital. No cálculo dos deslocamentos dos elementos, a consideração da deformação total está associada à parcela de deformação por corte e à parcela de deformação devida à flexão. A deformação por flexão é caracterizada pela hipótese de Bernoulli, de que as secções após deformação se mantêm planas e perpendiculares ao eixo longitudinal. Em geral, a consideração da deformação por corte implica a relaxação da hipótese de Bernoulli, considerando as secções planas mas não perpendiculares ao eixo referido. A consideração do esforço transversal agrava a configuração deformada, sendo a magnitude deste agravamento ditada pela interacção momento flector – esforço transversal – esforço axial [23]. A consideração desta interacção pode no entanto ser ignorada caso a magnitude dos momentos em relação ao esforço de corte seja elevada, provocando a deformação essencialmente ditada pela flexão. Para tal, [20] define, com base em resultados experimentais, que a relação M/Vh deve ser superior a 4, representando M o momento flector, V o esforço de corte e h a altura da secção. A simplificação referida será aplicada nos modelos estudados no presente trabalho.

No contexto referido anteriormente, os elementos estruturais podem ser avaliados através de flexão simples nas vigas e flexão composta desviada nos pilares. Note-se no entanto que para tal ser possível, como referido em [20], a resistência ao corte destes elementos tem que ser superior à resistência à flexão, uma vez que a rigidez e resistência de corte degradam-se mais rapidamente.

O comportamento inelástico das secções e a sua relação com a ductilidade foram discutidos no capítulo 2 (com base em resultados reais) e no capítulo 3 (regulamentação). Verificou-se que as secções inelásticas se concentram nas extremidades dos elementos e afectam a estabilidade de toda a estrutura em comportamento cíclico. Verificou-se ainda a nível seccional a representação em regime não linear da ductilidade através da verificação dos parâmetros deslocamento, curvatura ou rotação e a sua relação com os respectivos esforços (força ou momento). No capítulo 2 ficaram evidentes alguns parâmetros importantes como a influência material e geométrica no nível de dano concentrado essencialmente nas secções onde era mobilizado o comportamento inelástico.

A evolução do dano e do comportamento nas duas fases (monotónica e histerética) anteriormente referidas em secções de betão armado foram estudadas experimentalmente por diversos autores nos últimos 50 anos, interpretando o comportamento gerado com base nos diagramas força-deslocamento ou momento-curvatura obtidos e estudando a sua sensibilidade a alguns parâmetros.

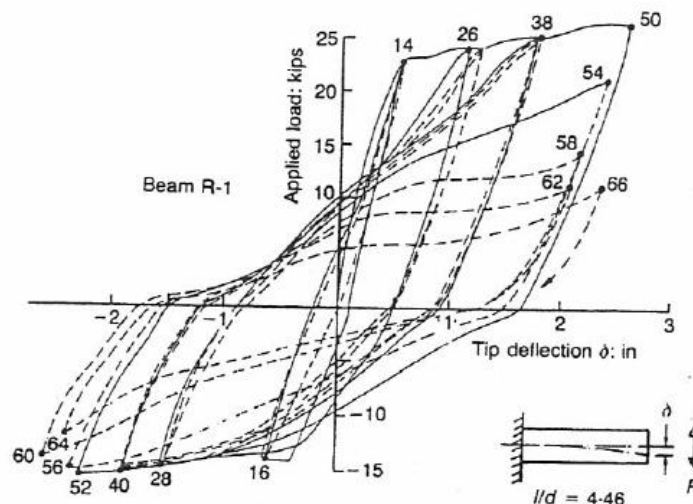


Figura 3. 6 – Diagrama força-deslocamento com secção e armadura simétrica sem esforço axial [13]

A caracterização dos principais factores resultantes do comportamento não linear e cuja modelação no comportamento seccional é fundamental teve como ponto de partida os ensaios experimentais. A figura 3.6 apresenta um exemplo de comportamento cíclico de uma secção de betão armado simétrica com armadura simétrica e sem esforço axial estudada por Ma et al. e referida em [13]. Como referido em [21], a caracterização do comportamento histerético de uma secção de betão armado pode ser efectuada considerando os diferentes ramos do gráfico e o seu significado físico.

Um primeiro ramo do gráfico, visível na figura 3.6 entre os pontos 0 e 26, representa a diminuição gradual da rigidez tangente após a fendilhação. A não linearidade perceptível está associada ao início do comportamento não linear do betão em compressão, factor que provoca o aumento da profundidade do eixo neutro e o espalhamento da fendilhação ao longo do comprimento do elemento devido à baixa resistência do betão à tracção e ao deslizamento que se observa nas armaduras longitudinais entre fendas. Quando a cedência dos varões longitudinais acontecer na secção de maior momento, verifica-se suavização abrupta da resposta, dado o posicionamento periférico, nas faces inferior e superior, da secção transversal. O aumento de resistência após a cedência do aço justifica-se pelo aumento do braço de forças internas devido à diminuição da profundidade da linha neutra, causada pelas grandes extensões pós-cedência das armaduras traccionadas e por outro lado pelo endurecimento nesta fase sofrido pelo aço, de acordo com a envolvente material (a definir em 3.4).

Um segundo ramo, visível entre 26 e 28, representa a descarga histerética após a cedência do aço. Após uma fase inicial de alta rigidez, verifica-se a degradação deste parâmetro. A degradação da rigidez tangente é ainda mais acentuada à medida que se evolui no número de ciclos.

Uma terceira fase do comportamento implica a recarga com o fecho das fendas na zona de compressão. Este efeito volta a conferir a resistência de compressão ao betão, num fenómeno denominado efeito de aperto ou “pinching”. A alternância da carga provoca o fecho das fendas do lado de tracção da fase anterior, passando a secção a possuir além da resistência do aço, que mantinha a resistência seccional, resultando num aumento da rigidez. A assimetria da armadura na secção e o esforço axial alteram o comportamento de rigidez referido.

Numa última fase, após alguns ciclos histeréticos, em geral mais perceptível se a deformação máxima nos ciclos é da mesma ordem, constata-se uma diminuição da rigidez do betão em compressão devido ao comportamento cíclico de abertura/fecho de fendas.

No caso de secções com armadura assimétrica, mantendo a condição de esforço axial nulo, segundo Park e Paulay, como documenta a figura 3.7, a diferença consiste no menor momento atingido, num diagrama momento – curvatura, quando após o ciclo de tracção da armadura em maior quantidade é mobilizada a tracção da menor taxa de reforço [24]. São no entanto verificadas algumas diferenças de degradação de rigidez, bem como no fecho de fendas, devido à não entrada em cedência das armaduras inferiores por compressão. No caso da consideração de uma viga com secção em T, dada a contribuição do betão superior para o momento no ciclo reverso, verificam-se assimetrias no diagrama força - deslocamento.

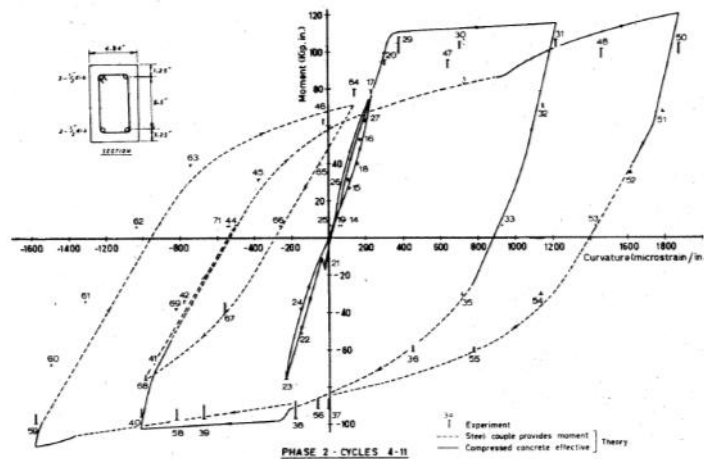


Figura 3. 7 – Diagrama momento - curvatura para secção com razão de armadura $p'/p = 0,5$ [24]

No caso do comportamento de pilares, com comportamento em flexão desviada no estado plano, os ensaios experimentais de Gomes, constantes em [25], demonstram que a presença do esforço axial contribui positivamente para o fecho das fendas, não deixando apenas no aço a segurança relativa à secção em caso de abertura de fendas com a tracção. A flexão composta apresenta ainda elevada degradação de rigidez que aumenta com o número de ciclos. Este fenómeno aumenta consideravelmente com o esforço axial reduzido, v , especialmente para valores de v próximos de 0,4. A estabilidade da rigidez pode ser aumentada através da amarração conveniente da armadura transversal, cujo espaçamento deve ser adequado, uma vez que desta forma (como preconizado no EC8) é minimizada a encurvadura dos varões longitudinais devido à compressão. O elevado esforço de corte em combinação com o axial aumenta o efeito de degradação da rigidez.

3.3.2 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO EM FLEXÃO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO

A implementação do comportamento seccional em estruturas porticadas sujeitas à acção sísmica, bem como a simulação dos efeitos verificados no ponto anterior, depende essencialmente da forma como a não linearidade é considerada ao nível do elemento. Em geral, a modelação seccional pode ser efectuada ou impondo um modelo histerético, com uma envolvente monotónica calculada com base numa análise momento-curvatura das secções e uma dada histerese. A consideração do diagrama momento curvatura pode no entanto ser computada a partir das próprias características da secção, para tal sendo necessário a criação de um conjunto de fibras, com as características em termos de diagrama tensão – extensão de acordo com as leis constitutivas dos materiais. Enquanto a primeira das opções está em geral associada à criação de modelos simplificados de inelasticidade concentrada, com

concentração deste estado físico nas secções críticas, como se fará referência na secção 3.5, o segundo caso está associado à utilização dos modelos de plasticidade distribuída. Note-se neste ponto a forma como o esforço axial é introduzido na modelação. Enquanto o uso de um modelo hysterético fixo está associado a um dado valor de esforço axial, que permanece constante, o modelo de fibras permite a variação deste parâmetro ao longo do elemento. Por outro lado, a relevância deste efeito pode ser equilibrada pelo maior controlo e simplicidade das envolventes momento-curvatura, que não é possível obter tão directamente nos modelos de fibras. Este facto justifica o facto referido anteriormente sobre a utilização, por vezes, nos modelos de plasticidade concentrada, deste tipo de modelos. Neste ponto refere-se sumariamente, um tipo de modelo hysterético de acordo com [23]. As características da formulação seccional em fibras serão referidas na abordagem ao elemento de plasticidade distribuída, na secção 3.5, por esta estar intrínseca às hipóteses de base deste modelo. As modelações efectuadas na presente dissertação apenas consideraram a modelação em fibras. Contudo, faz-se referência a um modelo analítico de comportamento hysterético para se perceber as diferentes fases de comportamento e a evolução do comportamento com base nos diagramas tensão-extensão dos materiais.

3.3.2.1 – MODELAÇÃO ANALÍTICA DO COMPORTAMENTO HISTERÉTICO

Ao longo dos anos foram surgindo vários modelos de representação do comportamento hysterético e de dissipação de energia englobando os factores descritos no ponto anterior. Em termos analíticos, a representação destes modelos baseia-se na definição de uma componente monotónica complementada por um conjunto de regras que controlam a evolução da resposta durante o carregamento cíclico. Os modelos mais usados em betão armado consistem em variações do modelo hysterético de Takeda [26]. Este modelo consiste numa envolvente trilinear composta por um conjunto de rectas obtidas através de estudo experimental representando a evolução da rigidez da resposta ao longo do comportamento cíclico. Refere-se neste trabalho a título indicativo ao modelo hysterético variante a Takeda desenvolvido por Costa e Costa [27], partindo de uma envolvente momento – curvatura definida analiticamente por Arêde e Pinto [28] para secções rectangulares e em T.

A envolvente momenta curvatura considerada no modelo referido baseia-se na determinação de um conjunto de pontos notáveis que geram a envolvente trilinear mencionada. A figura 3.8 representa a envolvente $M - \phi$ geralmente obtida em comportamento monotónico e a aproximação introduzida pelo modelo através da consideração dos referidos pontos notáveis.

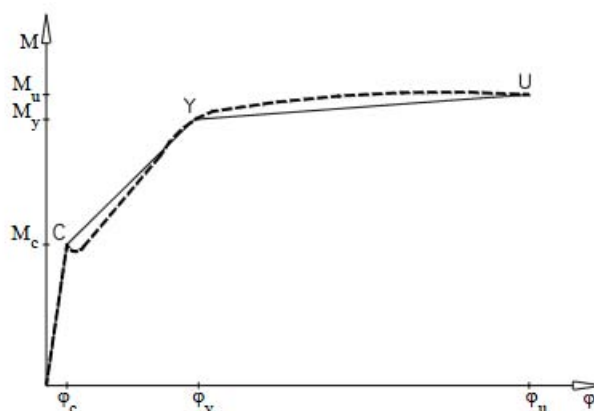


Figura 3. 8 – Diagrama momento – curvatura ($M - \phi$) [23]

A figura 3.8 representa a curva geralmente considerada como representação da evolução do diagrama momento – curvatura (tracejado) e a idealização trilinear [23]. O ponto C da figura indica o ponto de fendilhação da secção. O decaimento seguinte decorre da transmissão de tensões da fibra mais traccionada para o aço da armadura ou para as fibras envolventes de betão ainda não fissurado. A tensão na armadura aumenta por oposição ao verificado no betão, aumentando a contribuição da armadura e diminuindo a contribuição do betão. A partir no ponto de momento mínimo a contribuição de redução de momento devido à quebra do betão deixa de ser condicionante passando o aço a dominar a evolução resistente. O ramo aproximado C – Y corresponde ao domínio comportamental do aço, aproximando-se a rigidez do valor fissurado obtido através da não consideração da parcela de betão à tracção (além do eixo neutro). O ponto Y representa a cedência do aço da armadura em tracção. Neste ponto, o betão pode exibir comportamento não linear, o que explica a apresentação de curvaturas no gráfico na periferia deste ponto. O ramo Y – U representa um comportamento altamente não linear, uma vez que implica o comportamento não linear do betão e do aço. O ponto U é gerado quando o aço ou o betão atingem uma determinada extensão. A determinação analítica do ponto C obedece a um conjunto de expressões explícitas considerando o comportamento homogeneizado da secção. A determinação dos pontos de cedência e último obedecem a um procedimento unificado, impondo pontos no perfil de extensões e gerando o equilíbrio de esforço axial e momento flector, considerando os materiais betão não confinado, confinado e aço. Como as tensões no aço e betão dependem do perfil de extensões, o procedimento torna-se iterativo até convergir a profundidade do eixo neutro. Alterando o valor das extensões e da profundidade do eixo obtêm-se os diferentes pontos da curva, através da relação do momento e curvatura com o perfil de extensões da secção. O cálculo de Y pode ser encarado nas vigas como o ponto onde o aço atinge a extensão de cedência na fibra mais traccionada. No caso dos pilares, o critério seguido usualmente prende-se com a extensão máxima ε_{cm} da fibra mais comprimida do betão confinado, por influência do esforço transversal. No caso do ponto último, o critério seguido para o aço corresponde a extensão máxima de 10%, sendo que o betão confinado limita-se à extensão residual ε_{cr} correspondente a f_{cr} .

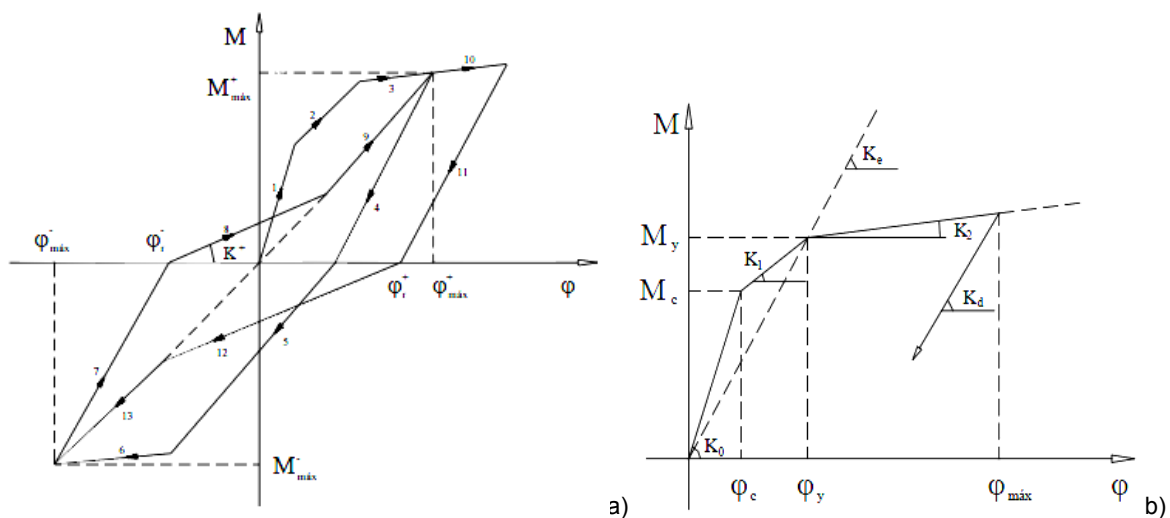


Figura 3. 9 – a) Modelo hysterético de Costa e Costa b) Rigidez considerada em cada tramo da envolvente [27]

A figura 3.9 representa o modelo hysterético de Costa e Costa [27]. O modelo engloba os efeitos de aperto e degradação de rigidez referidos em 3.3.1, numa formulação com base na rigidez K característica em cada ramo da curva de comportamento.

3.3.2.2 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO HISTERÉTICO EM SECÇÕES DE FIBRAS

No caso da definição dos modelos em fibras, o comportamento histerético é calculado a partir das leis constituintes dos materiais, através da integração das diferentes fibras que compõe a secção. Sendo a secção dividida num número de fibras por material constituinte, o cálculo da extensão do centro de gravidade do elemento, e admitindo a hipótese de Bernoulli já referida, são calculadas as extensões nas fibras da secção. Com as extensões e as respectivas tensões dadas pela lei constitutiva do material é calculado o momento flector por integração das tensões na secção. Entende-se portanto que o grau de fiabilidade de um tal modelo seccional para traduzir o comportamento histerético está muito dependente do rigor e do número de fenómenos introduzidos na modelação material, que condicionam a simulação.

3.4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – LEIS CONSTITUTIVAS

A definição dos modelos materiais tem maior importância no caso em que o diagrama de comportamento histerético não é imposto *a priori* mas calculado em cada passo com a integração de tensões referida no ponto anterior. Este aspecto leva a que, por oposição ao digrama $M - \phi$ imposto com uma dada histerese definida, a inclusão dos efeitos observados em 3.1 passe a ser unicamente dependente do modelo material considerado. Ou seja, na consideração da fenomenologia dos materiais, devem ser incorporadas condições de modo a que fenómenos como o *pinching*, a degradação de rigidez no ciclo e após ciclos, bem como outros efeitos como a encurvadura de varões, etc, sejam introduzidos. A definição dos modelos materiais numa secção de betão armado implica a consideração separada dos dois materiais, aço e betão, numa metodologia de *member models*. Tal como sucedeu com a descrição do modelo histerético seccional, também as leis materiais podem ser divididas numa fase monotónica e numa dada histerese facultada por um conjunto de regras.

3.4.1. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – AÇO

Referiu-se em 3.3.2.1 a influência do aço na componente monotónica do comportamento histerético de uma secção de betão armado, em particular na zona pós fendilhação da curva. Enquanto numa fase inicial do comportamento o aço é responsável pelo suporte das tracções e o betão pelas compressões, a fendilhação, como se referiu na caracterização da envolvente monotónica de Arêde e Pinto, provoca que a componente de momento resistente seja em grande parte suportada pelo aço. Daí resulta que o diagrama momento curvatura de uma secção de betão armado em comportamento cíclico seja fortemente influenciado pelo comportamento do aço. Um dos modelos mais usados na análise sísmica consiste no modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (GMP) [51]. Este modelo histerético caracteriza-se pela presença de duas assíntotas que se intersectam num ponto (ϵ_0 , ζ_0), móvel de acordo com a incursão no domínio plástico, resultando diferentes evoluções caso a descarga se proceda em tracção ou em compressão da armadura [1]. A figura 3.10 representa o referido modelo, cuja aplicação será feita neste trabalho.

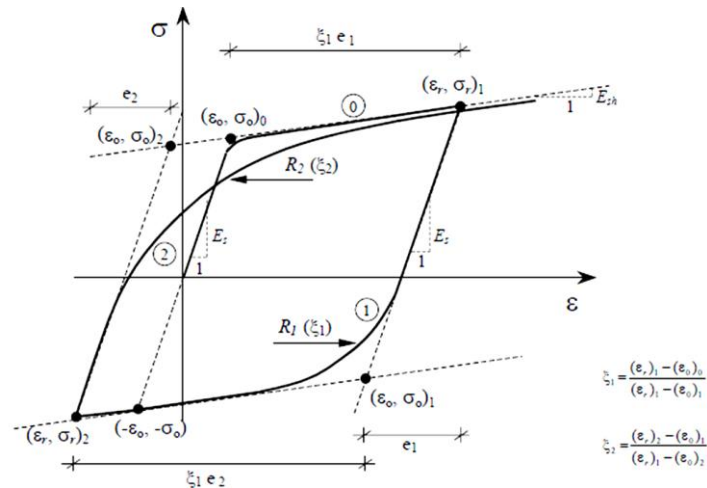


Figura 3. 10 – Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto [1]

O modelo de GMP baseia-se numa fase inicial na envolvente monotónica do aço, com um ramo inicial de proporcionalidade dado pela lei de Hooke, com comportamento essencialmente elástico linear. Segue-se um patamar de cedência seguido de endurecimento isotrópico, caracterizado em geral pelo módulo de elasticidade E_{sh} . Este parâmetro em geral é admitido através de uma relação com o módulo de elasticidade inicial do tramo elástico, E_s , sendo o endurecimento representado através da relação E_{sh}/E_s também designado por β . Após o troço de endurecimento isotrópico pós-pico, a curva desenvolve-se através da assíntota de acordo com E_s , verificando-se uma degradação da rigidez a partir de um dado ponto, denominado efeito de Bauschinger. No efeito de Bauschinger, verifica-se um comportamento não linear para valores de tensão substancialmente mais baixos, e redução do módulo de elasticidade na zona inelástica devido à distribuição microscópica de esforços com a inversão. A figura 3.11 representa os efeitos descritos.

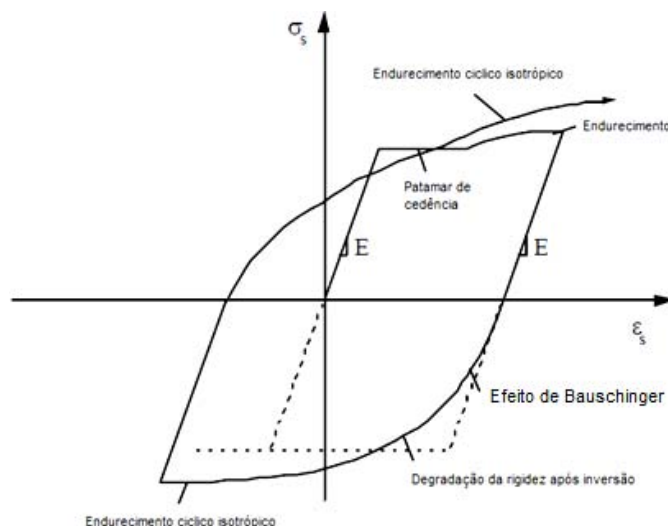


Figura 3. 11 – Representação dos efeitos relativos ao comportamento cíclico do aço

O modelo de GMP é caracterizado por um conjunto de equações explícitas de tensão – extensão, excluindo a necessidade de resolução de equações não lineares. Enquanto o desenvolvimento da curva se pauta pelo comportamento das assíntotas, a relação σ - ε é controlado por E_s e E_{sh} , módulos elástico e de endurecimento do aço. No caso da curva de transição, onde se aplica o efeito referido anteriormente e representado na figura 3.9, a relação é ditada pela equação 3.13, de acordo com os parâmetros definidos nas equações 3.14, 3.15, 3.16 e 3.17.

$$\sigma' = \frac{E_{sh}}{E_s} * \varepsilon' + \frac{\left(1 - \frac{E_{sh}}{E_s}\right) * \varepsilon'}{(1 + \varepsilon'^R)^{\frac{1}{R}}} \quad (3.13)$$

$$\sigma' = \frac{(\sigma - \sigma_r)}{(\sigma_o - \sigma_r)} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon' = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_r)}{(\varepsilon_o - \varepsilon_r)} \quad (3.15)$$

$$R = R_o - \frac{a1\xi}{(a2 + \xi)} \quad (3.16)$$

$$\xi = \frac{(\varepsilon_{rmax} - \varepsilon_o)}{(\varepsilon_o - \varepsilon_r)} \quad (3.17)$$

Nestas expressões (ε_r , ζ_r) assinala as coordenadas do ponto em que se inicia a descarga, sendo ε_{rmax} o máximo valor alcançado por ε_r na direcção de carga respectiva. R caracteriza o efeito de Bauschinger, graduando portanto a forma da curva de transição, sendo os parâmetros R_o , $a1$ e $a2$ estabelecidos a partir de ensaios cíclicos realizados sobre os varões de aço.

Na figura 3.11 foi ainda referido um aspecto do comportamento não definido no modelo GMP mas posteriormente incorporado neste por Filipou et al. [29], o endurecimento cíclico. Estes autores verificaram e calibraram o modelo GMP de modo a introduzir o endurecimento que se verifica no aço quando este é submetido a ciclos de carga. Neste trabalho não se considerou o endurecimento cíclico referido, dado se pretender usar modelos simples como se refere no capítulo 5 desta dissertação.

As armaduras de uma secção de betão armado são ainda sujeitas a outros fenómenos, cuja modelação e simulação foram obtidas por estudo analítico – experimental por diversos autores. Numa breve referência, destacam-se os efeitos de encurvadura dos varões longitudinais, factor em parte combatido com a armadura transversal regulamentar mas cuja importância, numa análise de estruturas existentes se agrava e a fadiga.

3.4.2. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL – BETÃO

Como foi referido anteriormente, com base nos resultados experimentais, o comportamento histerético de secções de betão armado têm na componente monotónica do betão maior influência do que a histerese considerada, dada esta fase do comportamento estar mais intrínseca ao aço. Este facto leva a considerar que os modelos considerados para este material devem reflectir maior rigor e cuidado a envolvente do comportamento, em detrimento da consideração menos exaustiva da histerese [21].

Outro aspecto com particular relevância na tradução da envolvente monotónica consiste na distinção entre o comportamento do betão não confinado em comparação com o confinado. A maior resistência e ductilidade dos elementos confinados, devido à presença da armadura transversal, cuja componente se opõe ao efeito de Poisson do betão não confinado, desempenham um papel importante na resistência seccional.

3.4.2.1 COMPORTAMENTO MONOTÓNICO

A representação do comportamento do betão com base em carregamentos crescentes descreve os fenómenos que se desenvolvem no material através da evolução da curva tensão – extensão. A proposta de Kent e Park [30] para a tradução deste comportamento encontra-se representada na figura 3.12, considerando apenas a envolvente em termos de compressões.

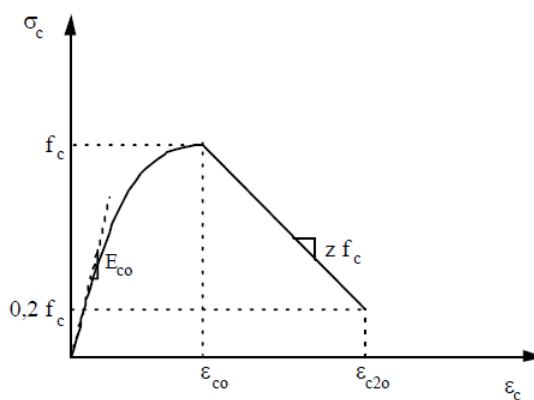


Figura 3. 12 – Diagrama de tensões – extensões do betão não confinado [21]

Na análise da figura 3.12, é possível verificar os diferentes ramos da curva. Num ramo inicial a curva desenvolve-se linearmente até aproximadamente $\frac{1}{2}$ da tensão máxima. A partir deste ponto, a microfissuração provoca a redução da rigidez, o que se traduz num comportamento descrito segundo os autores como parabólico do 2º grau. Após o pico verifica-se uma diminuição da resistência à compressão, num ramo linear de inclinação negativa até a extensão última.

No caso o betão confinado, é correntemente usado em análises de estruturas de betão o modelo de Park e Kent modificado referido por Park et al. [31]. A figura 3.13 representa o modelo em questão.

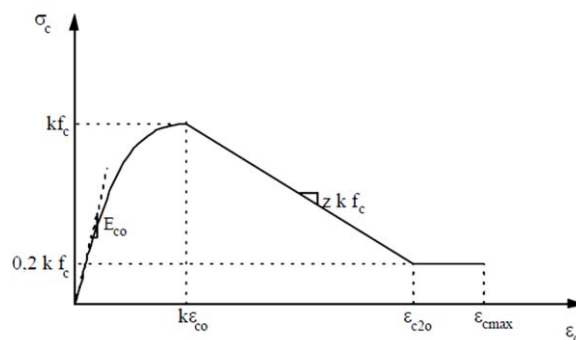


Figura 3. 13 - Diagrama de tensões – extensões do betão confinado [21]

As diferenças para o modelo referido para o betão não confinado correspondem à definição de uma tensão mínima residual, f_{cr} , correspondente a 20% da tensão máxima de compressão e à maior ductilidade do material, pela alteração da inclinação do ramo de diminuição de resistência. Também a resistência e a extensão de pico são aumentadas, de acordo com um parâmetro k que define o grau de confinamento. A equação 3.18 representa a forma de cálculo deste parâmetro em função da taxa volumétrica de armadura transversal ρ_v , do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão uniaxial em provetes cilíndricos ($h=0,30$ m; $\phi=0,15$ m), f_c (em MPa) e da tensão de cedência do aço da armadura transversal, f_{syt} .

$$k = 1 + \frac{\rho_v * f_{syt}}{f_c} \quad (3.18)$$

A descrição analítica dos ramos de comportamento do betão pode ser feita através do conjunto de equações agrupadas em (3.19). Estas equações são explícitas na forma tensão – extensão e dependem dos parâmetros k e f_c anteriormente referidos e ϵ_{co} corresponde à extensão correspondente à tensão de pico (em geral, como se segue neste trabalho, $\epsilon_{co} = 2,2\%$). Os três ramos estão escalados para os intervalos de extensões referidos junto às equações, considerando que ϵ_{c2o} corresponde ao final do tramo descendente pós pico e ϵ_{cmax} a extensão máxima de compressão do betão.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= k * f_c * \left(\frac{2 * \epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right) & \text{se } \epsilon_c < \epsilon_{co} \\ \sigma_c &= k * f_c * (1 - z * (\epsilon_c - \epsilon_{co})) & \text{se } \epsilon_{co} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2o} \\ \sigma_c &= f_{cr} & \text{se } \epsilon_{c2o} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cmax} \end{aligned} \quad (3.19)$$

A equação 3.20 refere a metodologia de cálculo do parâmetro z de acordo com o modelo em estudo referido em [31], que traduz a inclinação da recta de degradação gradual de resistência do betão em compressão.

$$\begin{aligned} z &= \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29f_c}{145f_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_v\sqrt{\frac{b'}{s}} - \epsilon_{co}} \\ \rho_v &= 2 * \frac{A_{sw}}{s} * \frac{(b' * h')}{b'h'} \end{aligned} \quad (3.20)$$

Na equação 3.20, b' e h' representa a largura e a altura da secção transversal, A_{sw} a área do ramo de um estribo e s o espaçamento entre estribos. Scott, Park e Priestley [33] definem ainda as extensões de referência, sendo ϵ_{c2o} obtido através da equação 3.19 para f_{cr} e ϵ_{cmax} dado pela equação 3.21.

$$\varepsilon_{\max} = 0,004 + 0,9 * \rho_v * \frac{f_{sy}}{300} \quad (3.21)$$

No caso do betão não confinado, aplicam-se as mesmas equações de cada tramo até ε_{c2} onde termina o diagrama, sendo no entanto ρ_v nulo. O valor desta extensão foi considerada fixa com valor igual a 0,4%, de acordo com a referência de [21] citando [32].

Os dois diagramas referidos foram utilizados neste trabalho na modelação das secções em fibras não tendo sido considerada a contribuição do betão em tracção. De facto, de acordo com as considerações do CEB em [33], citadas por [34], a sua influência no comportamento de elementos de betão armado sujeitos à flexão é muito reduzida, pelo que a sua contribuição é frequentemente desprezada. No entanto, tem existido alguma preocupação em conhecer melhor esse comportamento do betão à tracção, tendo sido desenvolvidos diversos modelos analíticos para simular esse efeito, nomeadamente para carregamento monotónico e cíclico. A exemplo disso, note-se a título meramente indicativo os resultados de sensibilidade para drifts obtidos por Heo e Kunnath [35], utilizando um modelo sem tracção e um modelo com tracção representada por um ramo linear, ambos preconizados no programa *OPENSEES* utilizado neste trabalho.

3.4.2.2 COMPORTAMENTO HISTERÉTICO

Já foi referida a menor importância da modelação deste comportamento no diagrama do material betão em betão armado. O modelo adoptado neste trabalho consiste no preconizado nos modelos de betão do programa *OPENSEES* [41] e tem por base os trabalhos de Karsan e Jirsa [36].

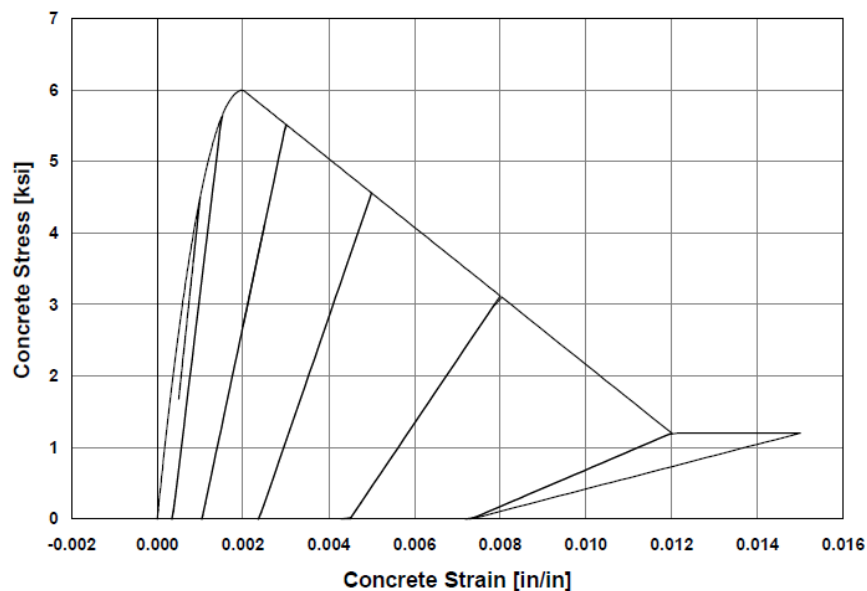


Figura 3. 14 – Modelo cíclico do betão de acordo com Karsan e Jirsa [36]

Karsan e Jirsa (1969) desenvolveram um estudo experimental da resistência e comportamento do betão sujeito à acção cíclica em compressão a vários níveis de carga. Os estudos consistiram em ensaios de pilares variando a carga axial. O objectivo do estudo passava pela determinação dos

caminhos de tensão - extensão em descarga e recarga, tal como a envolvente de comportamento. Os autores verificaram que os ciclos histeréticos não ultrapassavam a envolvente monotónica. Mais ainda definiram que as curvas de recarga/descarga começavam num ponto em que o domínio de tensão – extensão não era único e que era necessário conhecer o valor de carga de pico para estimar a resposta. Foi considerada no modelo que a extensão plástica residual era o parâmetro principal para determinar a curva de descarga determinada através de uma fórmula empírica de base experimental que relaciona a extensão plástica residual com a tensão da envolvente onde se inicia a descarga.

3.5. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A abordagem da modelação de elementos de viga – pilar em elementos finitos para comportamento sísmico tornou-se num assunto alvo de investigação científica nos últimos anos em grande parte associados à evolução das ferramentas computacionais de cálculo numérico. Este facto levou ao desenvolvimento de modelos de representação do comportamento dos elementos com crescente implementação de fenómenos e complexidade, permitindo a obtenção de maior realismo no estudo do comportamento cíclico das estruturas. Entre os modelos que foram surgindo ao longo do tempo, destacam-se os modelos de plasticidade concentrada (também designados de rótula plástica), os modelos de plasticidade distribuída (também referidos de modelos de fibras) e os modelos de dano. Uma vez que nos objectivos deste trabalho consta a comparação entre os modelos de plasticidade distribuída e concentrada, é dado maior relevo neste capítulo a estas metodologias, sendo feita uma abordagem sintética, sem a descrição completa destes assuntos, com indicação bibliográfica das bases teóricas. Efectua-se no entanto a comparação analítica das metodologias, de modo a estabelecer um paralelismo com a análise de resultados do caso de estudo apresentado no capítulo 5.

3.5.1. MODELO DE PLASTICIDADE CONCENTRADA

Nos modelos de plasticidade concentrada, e de acordo com as observações efectuadas no capítulo 2 deste trabalho, o comportamento não linear é reduzido a um dado comprimento nas extremidades dos elementos, o comprimento da rótula plástica. Este tipo de modelos tem por base a divisão dos elementos de barra em dois segmentos extremos com concentração do comportamento não linear ligados por um segmento central cujo comportamento permanece elástico durante o comportamento cíclico imposto pela acção sísmica.

3.5.1.1. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE BARRA

Os elementos de barra são em geral representados pela associação em série de 3 sub-elementos. Os elementos extremos, com comportamento não linear, têm um dado comportamento, cujo desenvolvimento tem que ser discretizado como se refere em 3.5.1.3, onde a evolução das curvaturas é em geral admitida constante (com valor equivalente à curvatura da secção média – ponto de Gauss) [34], ou através de variação linear.

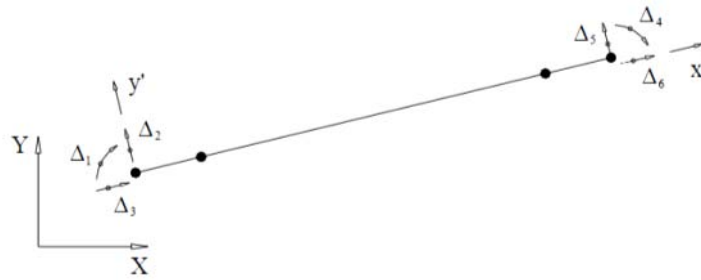


Figura 3. 15 - Elemento de barra com seis graus de liberdade [23]

O troço central do elemento é considerado com comportamento linear, em fase elástica, sendo admitido com módulo de elasticidade constante durante o comportamento cíclico. No que concerne ao valor deste parâmetro, e tendo em conta a consideração da fendilhação em todos os elementos como refere o EC8, como se referiu em 3.2.2.1 em caso não linear e 3.1 2.3 em caso linear.

No que concerne ao comportamento dos tramos extremos de comportamento não linear podem ser adoptadas duas estratégias, como anteriormente já foi referido: uma estratégia consiste na implementação de uma lei de comportamento seccional hysterético, como referido em 3.3.2.1, sendo o comportamento inelástico pautado em todo o comprimento crítico pelos valores atribuídos; outra estratégia consiste na divisão da secção crítica em fibras, sendo posteriormente calculado internamente a envolvente e a histerese a partir do comportamento dos materiais definidos com base na modelação em fibras, como se referiu em 3.3.2.2. A figura 3.16 representa as duas estratégias referidas de forma ilustrativa. Neste trabalho foi considerada nos modelos de plasticidade distribuída a modelação das secções em fibras, o mesmo sendo adoptado para as secções críticas dos modelos de rótula concentrada.

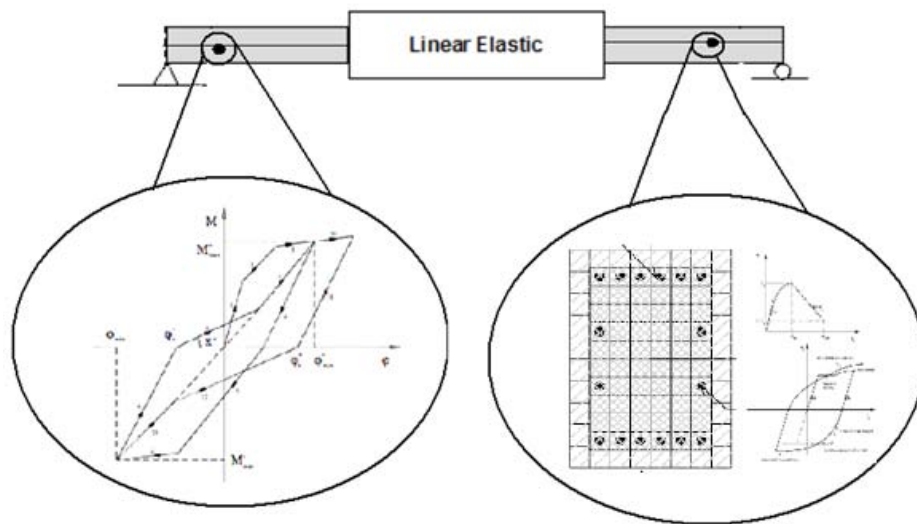


Figura 3. 16 – Representação das metodologias de introdução do comportamento não linear

3.5.1.2. MATRIZ DE RIGIDEZ DO ELEMENTO DE BARRA

Numa modelação plana a obtenção da matriz de rigidez num modelo de rótula plástica pode ser obtida através da consideração de três graus de liberdade por cada sub elemento de comportamento inelástico. Calculando a matriz de rigidez de cada um dos sub-elementos, a matriz de rigidez do

elemento pode ser obtida através da associação em série dos sub-elementos com diferentes rigidezes à flexão. A condensação estática usual do cálculo matricial de estruturas permite a transmissão da rigidez para os três graus de liberdade definidos em cada extremidade [23]. A figura 3.17 resume a formulação adjacente ao cálculo da matriz de rigidez dos elementos com plasticidade concentrada referidos por [23]. Neste ponto importa estabelecer a diferença entre a consideração dos elementos seccionais definidos anteriormente e cuja representação simbólica foi apresentada na figura 3.16. nos elementos de extremidade admite-se a concentração da degradação da rigidez, bem como as deformações plásticas.

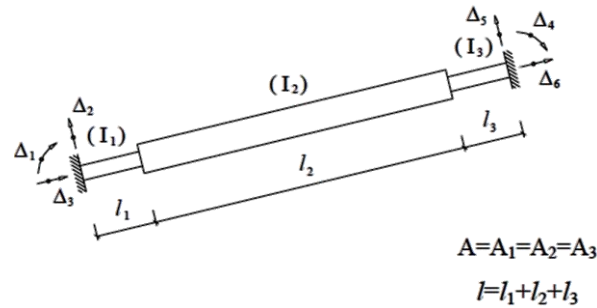


Figura 3. 17 – Elemento de barra com associação de 3 sub-elementos [23]

No caso de adopção de uma lei de comportamento hysterético para a secção definida *a priori*, a rigidez de cada secção de extremidade é dada pela rigidez do ramo do comportamento hysterético mobilizado em cada fase, como se representou anteriormente em 3.2.2.1 para o modelo de Costa e Costa. Cada ramo do diagrama momento-curvatura permite, dividindo pelo *comprimento da rótula plástica*, L_p , obter a rigidez de rotação dos sub-elementos. No caso do segmento intermédio linear elástico, sendo A a área do elemento (que se admite constante como representado na figura 3.17) e E o módulo de elasticidade, a rigidez axial é considerada constante e igual a EA/l . Por sua vez, a rigidez de flexão é dada pela matriz de rigidez elástica calculada pelas referências da teoria das estruturas.

Quando a formulação das secções críticas consiste numa modelação em fibras, com definição adequada do comportamento material como já foi referido neste trabalho, é possível calcular a rigidez tangente da secção para cada passo de integração e dividindo esta rigidez pelo *comprimento de rótula plástica* obtendo-se a rigidez de rotação [21]. Segundo [21], uma metodologia de cálculo da rigidez de rotação, que é o mesmo que dizer a rigidez tangente uma vez que estas se relacionam por $1/L_p$, consiste na integração na secção da rigidez das fibras, relativamente ao centro de gravidade da secção em cada passo, de acordo com a equação 3.22.

$$K_{\text{secção}} = \int_A E t * y^2 * dA = \quad (3.22)$$

$$= \sum_{i=1}^{ns} E_{s,t^i} * (y_{s^i})^2 * A_{s^i} + \sum_{i=1}^{ncn} E_{cn,t^i} * (y_{cn^i})^2 * A_{cn^i} * \sum_{i=1}^{nce} E_{ce,t^i} * (y_{ce^i})^2 * A_{ce^i}$$

Na equação 3.22, E_t representa o módulo de elasticidade tangente da secção, y_i a coordenada da fibra material em relação ao centro de gravidade da secção, ns , ncn e nce o numero de camadas de armadura betão cintado e betão não confinado, sendo A^i a área de cada fibra. A equação é obtida considerando as relações de equilíbrio, de compatibilidade (em que se admitiu que as secções planas se mantêm

planas após deformação – hipótese de Bernoulli), as relações constitutivas dos materiais (betão, confinado e não confinado, e aço) e a discretização da secção em fibras.

Ainda relativamente à matriz de rigidez, importa referir a importância da consideração da evolução da curvatura nos sub-elementos de comportamento não linear, factor ligado ao método de integração da rótula plástica e ao número e localização dos pontos de integração. A consideração de tal efeito não pode ser desligada do principal factor de desvantagem desta metodologia de simulação simplificada: a definição *a priori* do comprimento de desenvolvimento da zona crítica (ou da rótula plástica).

3.5.1.3. METODOLOGIA DE INTEGRAÇÃO DA RÓTULA PLÁSTICA

No que concerne à estratégia de integração do comportamento da rótula plástica importa definir a posição dos pontos de integração, nas zonas de comportamento não linear, de modo a interpretar da melhor forma a formação ao nível do sub-elemento e o respectivo efeito na rigidez. Apresentam-se algumas das metodologias existentes para este efeito, cuja aplicação parcial será feita no capítulo 5.

O estabelecimento de um método de integração deve obedecer, num modelo de rótula plástica, de modo a permitir a integração das equações de determinação da rigidez em elementos finitos a 3 condições segundo [37]:

1. Representar as forças da secção de extremidade onde o momento flector é máximo na ausência de forças aplicadas no elemento;
2. Integrar exactamente funções de forma quadráticas para resultar a solução real para uma distribuição linear de curvaturas
3. Integrar deformações nos dois comprimentos de rótula das duas extremidades usando uma secção apenas em cada região de comportamento não linear.

O conjunto de metodologias referidas engloba 4 casos distintos: um ponto *endpoint* na extremidade dos apoios de cada elemento; um ponto na secção média *midpoint*; integração com 2 pontos de Gauss-Radau e a integração modificada com 2 pontos de Gauss-Radau. A figura 3.18 (a;b;c;d) representa os modelos referidos. No caso do modelo *midpoint*; (figura 3.18a), os pontos de integração são colocados no centro de cada região da rótula plástica. Como o ponto de integração não está colocado na secção de momento máximo, a rótula plástica exhibe rotações inferiores às rotações sofridas. Este factor depende contudo do comprimento atribuído à rótula, que pode variar a concentração ou dispersão das curvaturas. No caso do modelo *endpoint* (figura 3.18b), o modelo apenas consegue integrar exactamente funções constantes, produzindo erros significativos em representações lineares de curvaturas. O modelo com apenas uma secção/ponto de integração é seguido em alguns modelos, geralmente associados a relações momento - curvatura pré-definidas e admissibilidade de consideração da curvatura constante na rótula.

A utilização de 2 pontos de integração em cada comprimento crítico permite o cálculo para uma distribuição linear de curvaturas. Caso se opta-se por 2 pontos de Gauss-Legendre por secção, a variação linear da curvatura seria conseguida mas sem consideração do máximo valor dado não ser admitido um ponto na extremidade do sub-elemento. Outra opção de integração poderia passar pela inclusão de dois pontos de Gauss-Lobatto, situados nas extremidades dos sub-elementos, mas não seria exacto para uma distribuição linear da curvatura.

A alternativa viável passa por integrar o elemento através da quadratura de Gauss-Radau, como representado na figura 3.18c. Este método define um ponto de Gauss na extremidade do sub-elemento

e outro a uma dada distância deste. O mapa de pontos coloca os pontos nas distâncias $\xi = \{0, 2l_p I/3; L - 2l_p J/3; L\}$ com os pesos $\omega = \{l_p I/4; 3l_p I/4; 3l_p J/4; l_p J/4\}$. Além destas metodologias existentes, [44] refere um procedimento com base na quadratura de Gauss-Radau mas com os pesos dos pontos de extremidade igual a l_p , por oposição a $l_p/4$ do método de base. Os pontos definidos consistem em $\xi = \{0, 8l_p I/3; L - 8l_p J/3; L\}$ com pesos $\omega = \{l_p I; 3l_p I; 3l_p J; l_p J\}$. A idealização desta metodologia teve por base a formulação em flexibilidade (*Force-based*). É atribuído um único ponto de integração ao comprimento da rótula plástica, sendo dois pontos colocados no sub-elemento elástico, o que provoca alteração das condições fronteira do integral. A metodologia de integração de Gauss-Radau modificada por Scott e Fenves encontra-se representada na figura 3.18d, e está correntemente implementada no programa *OPENSEES* [41] através do elemento *BeamWithHinges*. Este elemento foi utilizado nas análises não lineares no capítulo 5, em comparação com uma associação de elementos disponíveis no *OPENSEES*, usada com integração de Gauss-Lobatto, com discretização das secções críticas em fibras e integração em deslocamentos (ver 3.5.2.3.1) e zona interior em regime elástico.

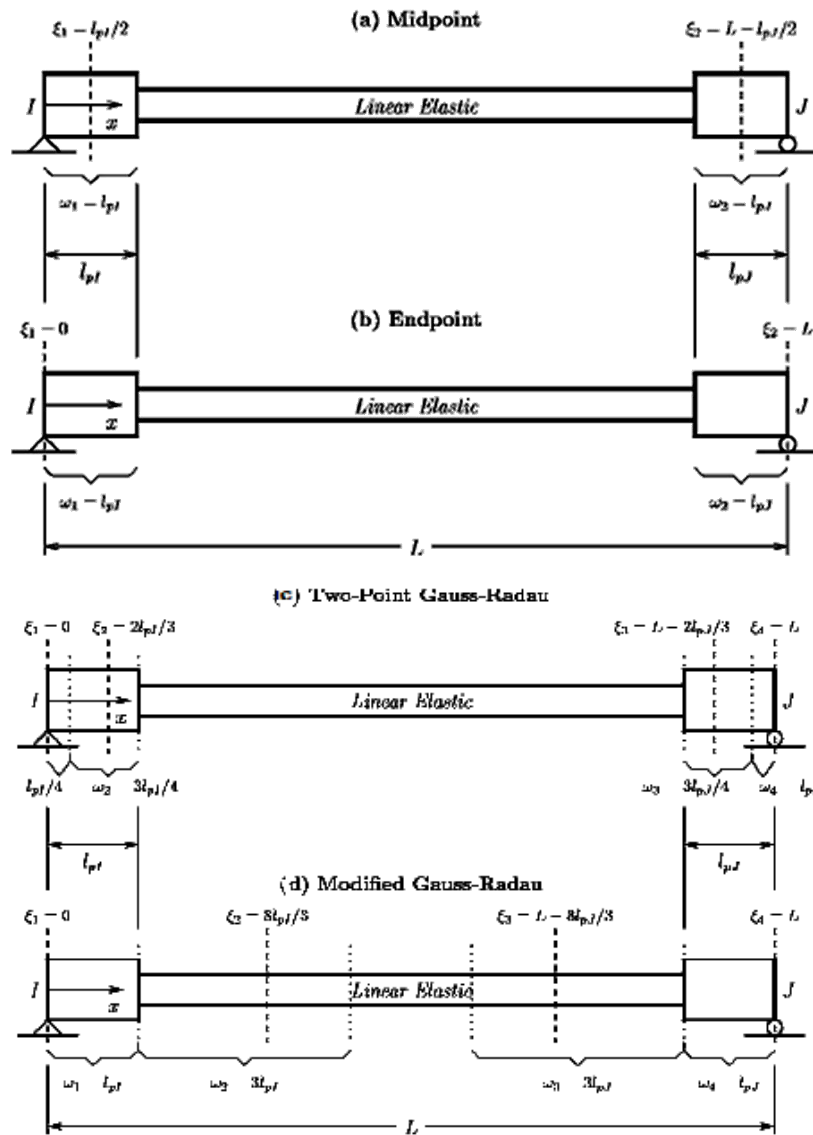


Figura 3. 18 - Modelos de integração da rótula plástica [37]

3.5.1.4. COMPRIMENTO DA RÓTULA PLÁSTICA, L_p

As metodologias de integração anteriormente descritas basearam-se em dois princípios essenciais: a necessidade de ser definido o comprimento da rótula plástica pelo utilizador e a consideração como de uma evolução linear das curvaturas na zona crítica. Nota-se ainda na análise referida a influência nas curvaturas neste comprimento, podendo concentrar ou alastrar a sua evolução.

O comprimento da zona de comportamento não linear designa-se por *comprimento de plastificação* ou *comprimento de rótula plástica* (L_p). Consiste simplifadamente no comprimento onde se verifica a plastificação da armadura longitudinal, ou seja, onde as extensões geradas ultrapassam a extensão de cedência do aço. [24], citado por [21], define que na realidade esta região espalha-se a todo o elemento, admitindo-se que a região de plastificação será, pelo menos, a região onde o momento flector ultrapassa o momento de cedência.

A objectividade da idealização de uma distribuição no comprimento da rótula de um diagrama de curvaturas linear deriva do seu comportamento em flexão num elemento de betão armado. Os elementos atingem os esforços máximos situam-se junto aos apoios, extremos dos elementos, sendo geralmente verificada a flutuação dos valores de curvatura devido à rigidez do elemento entre fendas, correspondendo o pico de curvatura à localização de uma fenda.

No entanto, o cálculo preciso do *comprimento da rótula plástica*, com o objectivo de obter uma distribuição de curvaturas ao longo do elemento tão próximo quanto possível da distribuição real de curvaturas, após ocorrência da fendilhação, é dificilmente conseguido [21]. Esta dificuldade deve-se ao facto de L_p depender de diversos factores [24] tais como: *i*) o tipo de aço e betão afectam a forma do diagrama momento-curvatura e, por consequência, influenciam o comprimento da zona com esforços superiores à cedência e a distribuição da curvatura nessa zona para um dado diagrama de momentos; *ii*) o efeito do esforço transversal; *iii*) o efeito do esforço axial; *iv*) a inclinação da fendilhação e da sua propagação; 5) a distância z entre a zona crítica (onde as curvaturas são máximas) e o ponto de inflexão (onde ocorre a inversão do momento flector) tem também um efeito significativo em L_p porque quanto maior for o valor de z maior será o valor de L_p .

Associados à plastificação das armaduras, dois factores influenciam significativamente o comprimento da rótula plástica, sendo eles: o escorregamento das armaduras em relação ao betão e a influência do esforço transversal. No que concerne ao escorregamento, e dada a impossibilidade física da curvatura passar nesta secção de um valor máximo para valor nulo num comprimento infinitesimal, gera-se um fenómeno de rotação adicional designado em geral por *Yield Penetration*.

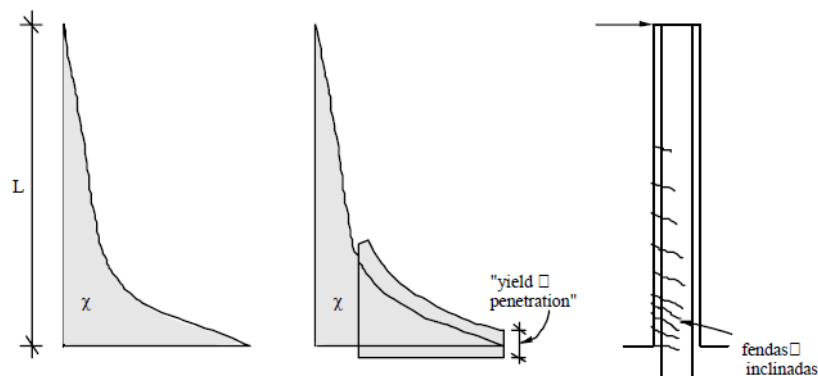


Figura 3. 19 – Yield penetration e efeito do esforço transversal [21]

No que concerne ao esforço transversal, a presença de fendas inclinadas leva a que a hipótese de secções planas se manterem planas não seja respeitada levando a tensões e deformações superiores às esperadas. Na figura 3.19 o alargamento do diagrama traduz estes efeitos.

O cálculo propriamente dito do comprimento referido segue, em geral, fórmulas de origem empírica dada a quantidade de fenómenos influentes. Como tal, consideraram-se das várias propostas existentes as constantes no regulamento EC8 e referidas em 3.2.1.4, em comparação com Park e Paulay [24], que consideraram como estimativa razoável para o comprimento da rótula plástica metade da altura da secção $L_p = 0,5h$. Como alternativas escolheram-se ainda a proposta de Priestley et al. [38], referidos nas equações 3.23.

$$L_p = 0,08 L + 0,022 f_{ye} d_{bl} \geq 0,044 f_{ye} d_{bl} \quad (3.23)$$

L = comprimento do elemento; f_{ye} = tensão de cedência do aço; d_{bl} = diâmetro dos varões longitudinais

3.5.2. MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

Os modelos de plasticidade distribuída consistem em modelos intermédios aos apresentados no início deste capítulo: embora a integração seja efectuada em pontos de Gauss ao longo dos elementos, a secção é discretizada através de uma malha de elementos finitos, o que transporta a modelação da escala local para a escala dos modelos globais. Com esta estratégia de simulação é possível captar o comportamento não linear em todo o comprimento dos elementos, conseguindo-se uma melhor representação do comportamento comparativamente com os modelos de plasticidade concentrada. Como já foi referido anteriormente, a análise do comportamento seccional (a partir do qual se efectua integração para o elemento) é efectuada através da divisão da secção numa malha refinada de pequenos elementos associados individualmente a uma lei de comportamento material. A estrutura é, nesta metodologia, também designada modelo de fibras, dividida em elementos lineares geométricos tridimensionais, que são subdivididos em fibras longitudinais [39]. A figura 3.20 representa esquematicamente a filosofia seguida em geral nos modelos de fibras.

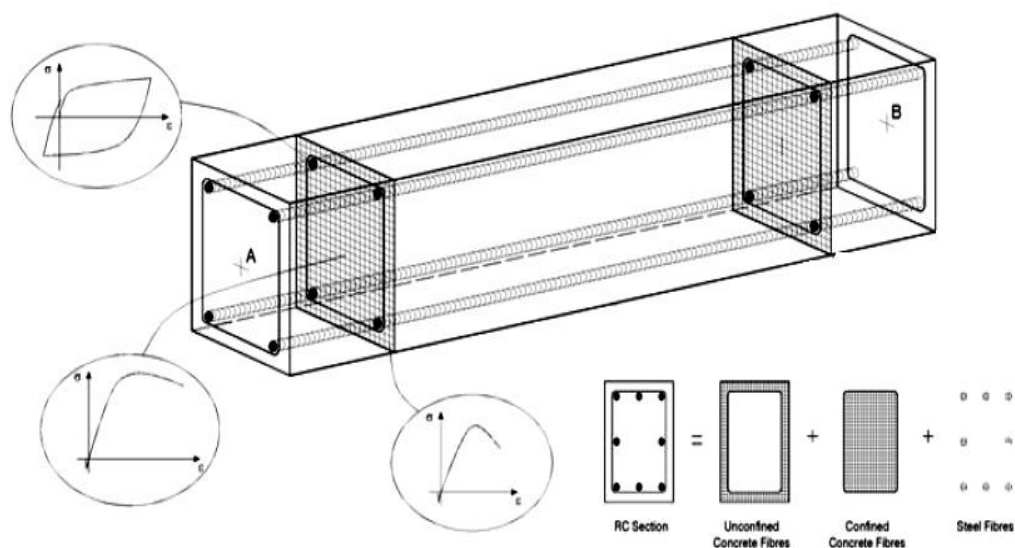


Figura 3. 20 – Discretização de um elemento de betão armado com um modelo de fibras (adaptado de [39])

Esta metodologia tem na distribuição da plasticidade a principal vantagem não sendo necessário estabelecer o comprimento da secção de comportamento inelástico, como nos modelos descritos em 3.5.1. é no entanto necessário discretizar cada elemento estrutural em vários elementos finitos de forma a captar-se a distribuição do comportamento não linear ao longo dos elementos. Note-se no entanto a maior morosidade de cálculo, complexidade de modelação e esforço computacional exigido para tratamento e cálculo de tais modelos.

3.5.2.1. EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE E DE EQUILÍBRIO

As definições relativas a modelos tridimensionais são semelhantes ao estado plano, no que concerne ao equilíbrio e à compatibilização de deformações/forças. Neste contexto, diferenciam-se duas hipóteses de consideração de forças com impacto directo na modelação estrutural efectuada. Uma situação geral em modelação, como foi referido no início deste capítulo, considera simplificada a predominância do comportamento em flexão em relação ao corte. Neste caso, as forças envolvidas na análise, bem como os deslocamentos, correspondem aos representados na figura 3.21, em correspondência com a referida hipótese de Bernoulli.

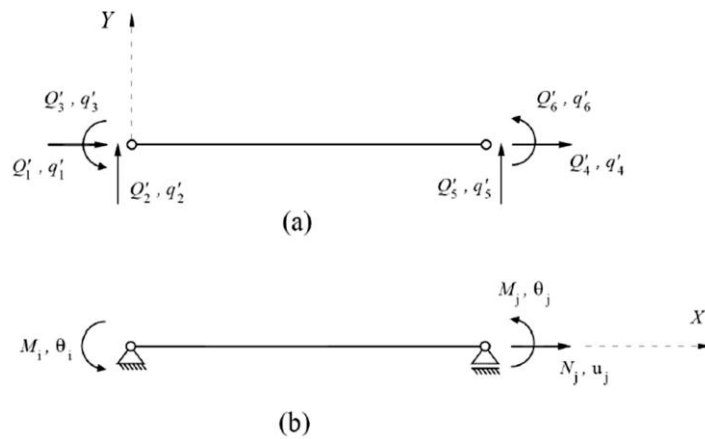


Figura 3. 21 – Forças e deslocamentos nodais no referencial local(a) força e deslocamentos globais (b) [40]

Como foi referido na abordagem efectuada ao modelo de plasticidade concentrada, consideram-se na modelação 3 graus de liberdade por nó. Como a metodologia da modelação em fibras pressupõe a integração das secções (esforço $\mathbf{Q}$ e deslocamento $\mathbf{q}$ da figura 3.21a) no elemento para obter os esforço e deslocamentos globais ($\mathbf{M}$, $\mathbf{N}$, $\boldsymbol{\theta}$ e $\mathbf{u}$), define-se na equação 3.24 a relação entre as grandezas locais e globais, dadas em função da matriz de equilíbrio linear $\mathbf{C}$. As equações são válidas, como referido em [40], para a hipótese de pequenos deslocamentos.

$$\mathbf{Q} = \mathbf{C} * \mathbf{X} \quad \text{e} \quad \mathbf{u} = \mathbf{C}^T * \mathbf{q} \quad (3.24)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1/L \\ 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & -1/L \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Nas equações 3.24, note-se que o vector $\mathbf{X}$ representa $\{N_j, M_i, M_j\}$, no referencial global e $\mathbf{u}$ representa o vector de deformação $\{u_j, \theta_i, \theta_j\}$.

3.5.2.2. ANÁLISE AO NÍVEL DA SECÇÃO

A modelação em fibras tem na representação da não linearidade ao nível da secção o factor primordial da sua aplicação existindo várias possibilidades de abordagem ao seu comportamento. A secção é, como se referiu em diversos pontos anteriormente (remetendo para esta abordagem a definição teórica), dividida em fibras cujo comportamento individual é definido por uma lei uniaxial ($\zeta_x = \zeta_x(\epsilon_x)$). Como referido por Guedes [39], cuja representação na figura 3.22 se apresenta, a consideração do corte na modelação implica a não-aceitação da hipótese de Bernoulli, uma vez que as secções não ficam perpendiculares ao eixo longitudinal. Neste princípio, é necessário acrescentar à modelação as distorções provocadas pelo corte, γ_{xy} e γ_{xz} , implicando o uso de formulação segundo Timoshenko como referido pelo autor [39]. Nas aplicações deste trabalho é usada a simplificação da hipótese de Bernoulli, como se referiu em pontos anteriores, não se considerando os efeitos relativos ao corte.

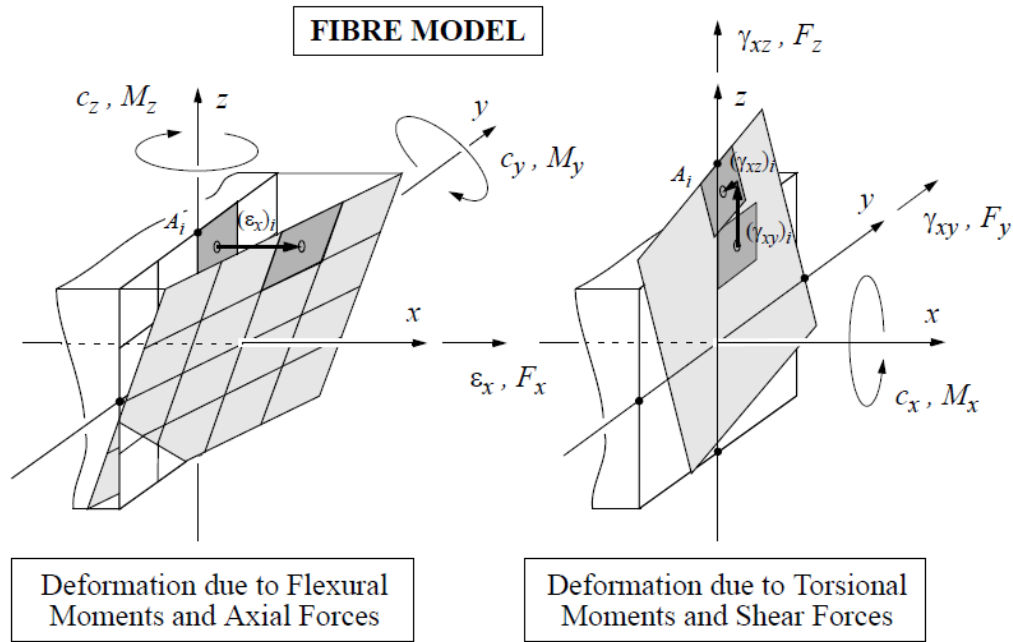


Figura 3. 22 – Deformação da secção transversal no modelo de fibras com corte [39]

Não considerando o efeito de corte, o vector de deformações da secção apresenta apenas as componentes de extensão do centro de gravidade e a curvatura, $\epsilon_0(x)$ e $\chi(x)$. O campo de deformação axial pode ser então representado em função destes factores de acordo com a hipótese de Bernoulli através da equação 3.25.

$$\epsilon(x, y) = \{1 \quad -y\} * \begin{Bmatrix} \epsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = a * e(x) \quad (3.25)$$

Na equação 3.25 define a forma de cálculo da deformação em cada fibra da secção transversal, definido a partir da função de posição $\mathbf{a}$ e das deformações generalizadas da secção, vector $\mathbf{e}$.

O vector das forças generalizadas da secção relaciona-se com o campo de deslocamentos, em particular com os deslocamentos generalizados e está associado às tensões geradas de acordo com as leis uniaxiais. Considerando que o campo local de forças da secção consiste no integral na secção transversal definida das tensões das fibras, de forma análoga ao considerado para o campo de deformações, é possível obter as forças geradas nos elementos através da equação 3.26, através do princípio dos trabalhos virtuais.

$$s(x) = \int_{\Omega} \mathbf{a}^T(y) * \sigma_x(x, y) d\Omega = \int_{\Omega} \begin{Bmatrix} 1 \\ -y \end{Bmatrix} * \sigma_x(x, y) d\Omega = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

A partir do vector de forças da secção, $s(x)$, através da derivação em ordem a $e(x)$ é possível obter a matriz de rigidez da secção, $K(x)$, como definida na equação 3.27.

$$K(x) = \int_{\Omega} \mathbf{a}^T(y) * K_{mat} * \mathbf{a}(y) d\Omega \quad (3.27)$$

A equação está definida em função à rigidez material de cada fibra, K_{mat} , que depende da extensão aplicada em cada fibra e da respectiva tensão e lei constitutiva.

3.5.2.3. FORMULAÇÕES EM ELEMENTOS FINITOS PARA O MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

A integração do comportamento seccional para representação do comportamento do elemento nos modelos de plasticidade distribuída pode ser efectuado recorrendo a duas metodologias: a formulação em rigidez, também designada de formulação em deslocamentos (DB = displacement based) e a formulação em flexibilidade, também designada formulação em força (FB = force based). As duas formulações têm por base a resolução da equação 3.28, diferenciando-se apenas a metodologia de integração/cálculo usada. No caso da formulação DB, é imposto um campo de deslocamentos e determinado o campo de forças resultante. No caso de FB, é imposto um campo de forças e determinado o campo de deslocamentos resultante.

$$\mathbf{X} = \mathbf{K} \mathbf{u} \quad (3.28)$$

3.5.2.3.1 FORMULAÇÕES EM DESLOCAMENTOS (DB)

A formulação DB foi a primeira a ser usada para integração em modelos de fibras. A formulação tem por base a definição *a priori* de um campo de deformações, em geral um perfil linear para o desenvolvimento das curvaturas. Este perfil é traduzido por uma função de forma, relacionando deformações generalizadas das secções com as deformações globais, de acordo com a equação 3.29.

O vector $\Phi(x)$ consiste num grupo de funções lineares para a tradução das curvaturas e constantes para

$$\mathbf{e}(x) = \Phi(x) * \mathbf{u} \quad (3.29)$$

as extensões locais. Como se viu na descrição do comportamento seccional, depois de obtido o vector $e(x)$ é possível conhecer o vector de forças locais através da equação 3.28 aplicada a nível local. As grandezas globais deste valor podem ser obtidas através da equação 3.30, que resulta da aplicação do princípio dos trabalhos virtuais, a nível incremental.

$$\Delta X = K * \Delta u \Leftrightarrow \Delta X = \int_L \Phi(x)^T * K * \Phi(x) dx * \Delta u \quad (3.30)$$

Desta forma é possível obter directamente os esforços gerados nos elementos através da imposição dos deslocamentos e da relação com as forças através da matriz de rigidez. A figura 3.23, representada na análise comparativa descrita em [40], resume o processo de cálculo necessário numa formulação em deslocamentos.

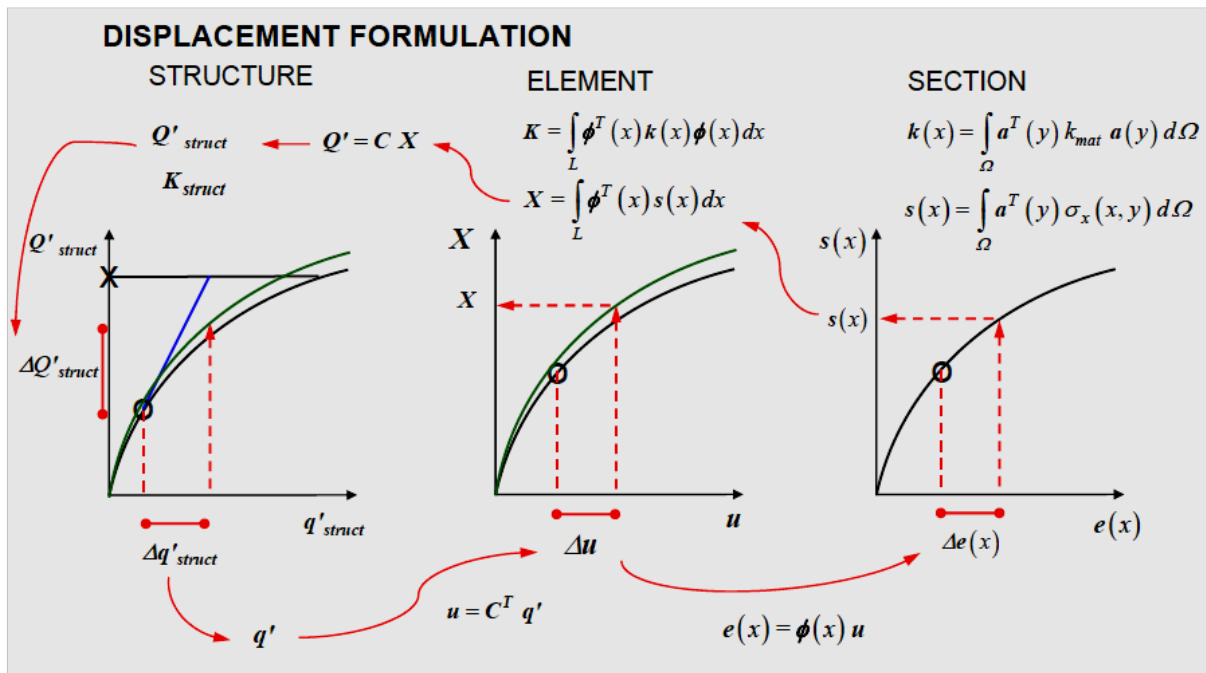


Figura 3. 23 – Representação da aplicação da formulação em deslocamentos (DB) [40]

Em suma, e como é possível verificar na figura 3.23, a aplicação de uma carga à estrutura gera um incremento de deslocamento global e o respectivo deslocamento incremental no elemento. Passando este deslocamento para o espaço seccional através das funções de forma, é possível determinar a rigidez da secção transversal e os esforços nela gerados. A integração de todas as secções gera os esforços no elemento (X), que através das equações de compatibilidade permitem determinar a rigidez global e o valor da força aplicada. Como se compreende, esta metodologia carece de um processo iterativo. Em geral a utilização do método de Newton-Raphson pode ser aplicado para resolver o processo descrito, associado a controlo de deslocamentos ou energia, associado a uma tolerância para o erro de convergência em cada passo. Este método implica a discretização em sub-elementos, dado o método ser aproximado, de modo a minimizar os erros adjacentes à utilização de funções de forma para a curvatura distintas do desenvolvimento irregular real.

3.5.2.3.2 FORMULAÇÕES EM FORÇA (FB)

A imposição do campo de deslocamentos não permite captar a variabilidade em geral verificada nas curvaturas ao longo da secção. Por oposição, na formulação em força as curvaturas são um resultado da formulação, uma vez que as funções de forma ditam o andamento dos esforços no elemento. A figura 3.24 representa o processo de cálculo preconizado nesta modelação.

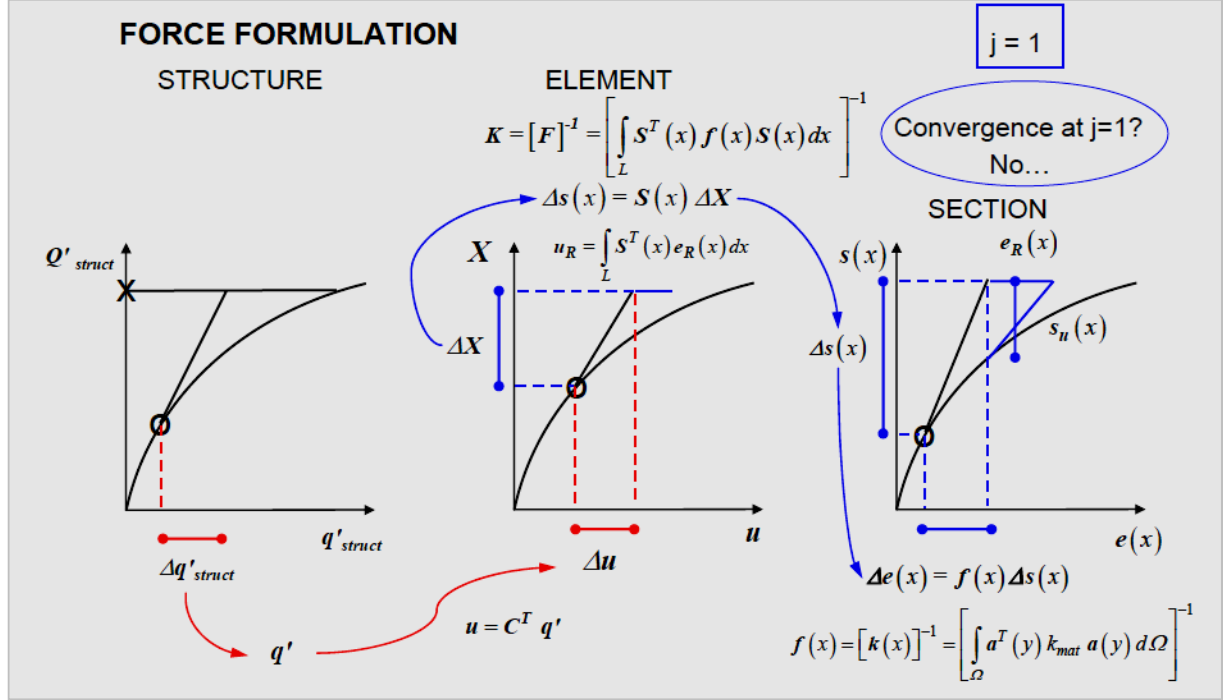


Figura 3. 24 – Descrição gráfica do procedimento FB [40]

As funções de forma, para o caso de estudo plano e com a hipótese de Bernoulli verificada, bem como a hipótese de pequenos deslocamentos, são definidas de acordo com a equação 3.31.

$$S(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & x \\ 0 & \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} & 1 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

Esta equação representa o esforço axial constante e a variação do momento flector implementada nas funções de forma de força da formulação FB em cada step iteração. Como indica a figura, a formulação em força tem por base a matriz de flexibilidade $f(x)$ que corresponde à inversão da matriz rigidez. Implica ainda um processo iterativo a cada nível, secção, elemento e estrutura, uma vez que a obtenção dos deslocamentos a partir das forças não consiste num passo directo, como sucede na formulação DB. Como resultado deste facto, surgem erros residuais na formulação FB, com transmissão com a passagem de nível.

3.6. MODELAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO: PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS

Na presente dissertação foram usadas as capacidades de cálculo de duas fontes principais: a plataforma *OPENSEES – Open System for Earthquake Engineering Simulation* [41]. A plataforma OPENSEES foi usada para efectuar a análise de modelos com plasticidade distribuída e plasticidade concentrada, em várias modelações como se apresenta no capítulo 5 desta dissertação. As potencialidades do programa SAP2000 [42] foram usadas para o cálculo elástico linear (capítulo 4) e formulação de elementos com plasticidade concentrada. Referem-se neste ponto muito superficialmente a metodologia de cálculo disponível na plataforma OPENSEES, restrita aos termos usados no presente estudo.

3.6.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO GERAL - OPENSEES

OpenSees consiste num software framework desenvolvido em linguagem em C++ para aplicação de simulações em engenharia sísmica com métodos de elementos finitos. O código base de uma análise encontra-se representado na figura 3.25.

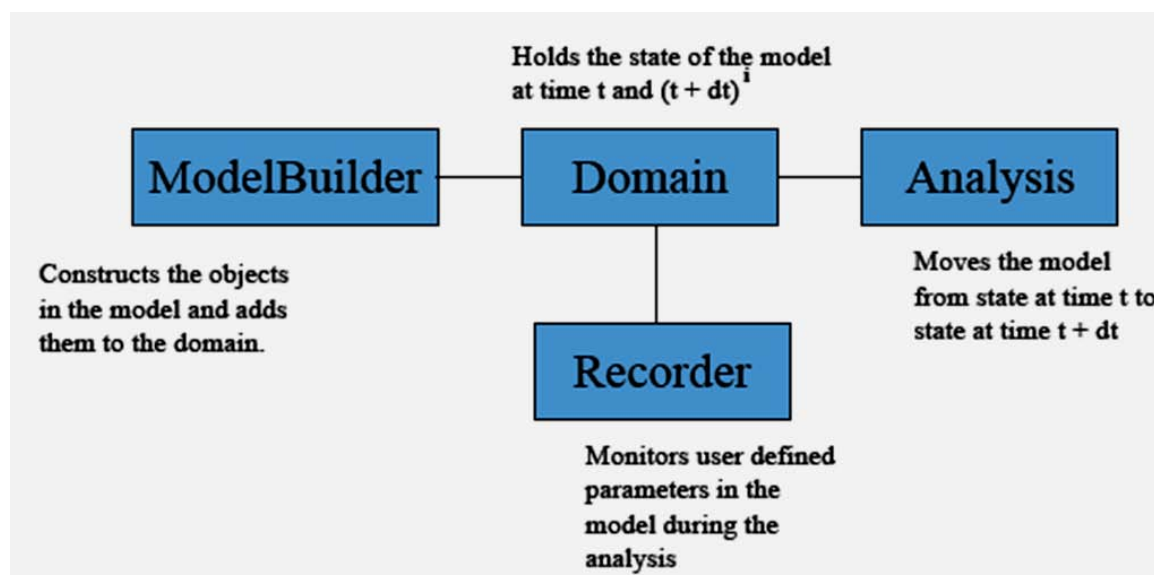


Figura 3. 25 – Metodologia geral – OPENSEES [43]

A categoria ModelBuilder engloba as tarefas de definição dos parâmetros geométricos, como nós e restrições de movimento, cuja implementação no Domain é requerida. No Domain é efectuado o tratamento da geometria da estrutura, sendo atribuídas as cargas, os materiais, bem como definido o tipo de modelação (ao nível da secção e do elemento). A figura 3.26 descreve as principais fases e ferramentas disponíveis para a modelação nesta fase. Em termos de análise não linear, o programa dispõe de vários modelos materiais, incorporando se necessário os efeitos referidos em 3.3, como a encurvadura ou fadiga do aço. Existe a possibilidade a nível seccional de definição de um modelo histerético a priori e aplica-lo às secções, como oposição à modelação em fibras também disponível.

Em termos de Análise, o programa permite efectuar análises lineares ou não lineares, estáticas (Static) ou dinâmicas. Em geral, e como se pode verificar na figura 3.27, a definição desta fase passa pela escolha do método de integração, do algoritmo de integração, dos parâmetros de controlo, testes e tolerâncias e pela metodologia de resolução dos sistemas de equações.

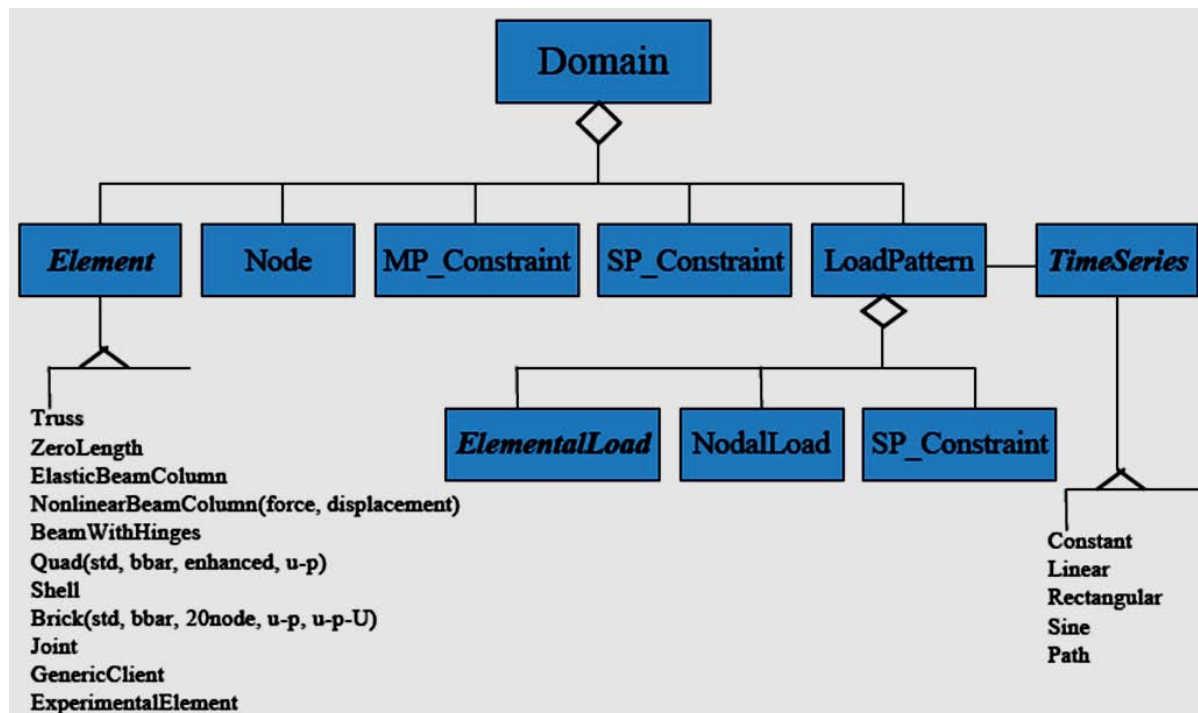


Figura 3. 26 – Descrição das operações relativas ao domínio da modelação [43]

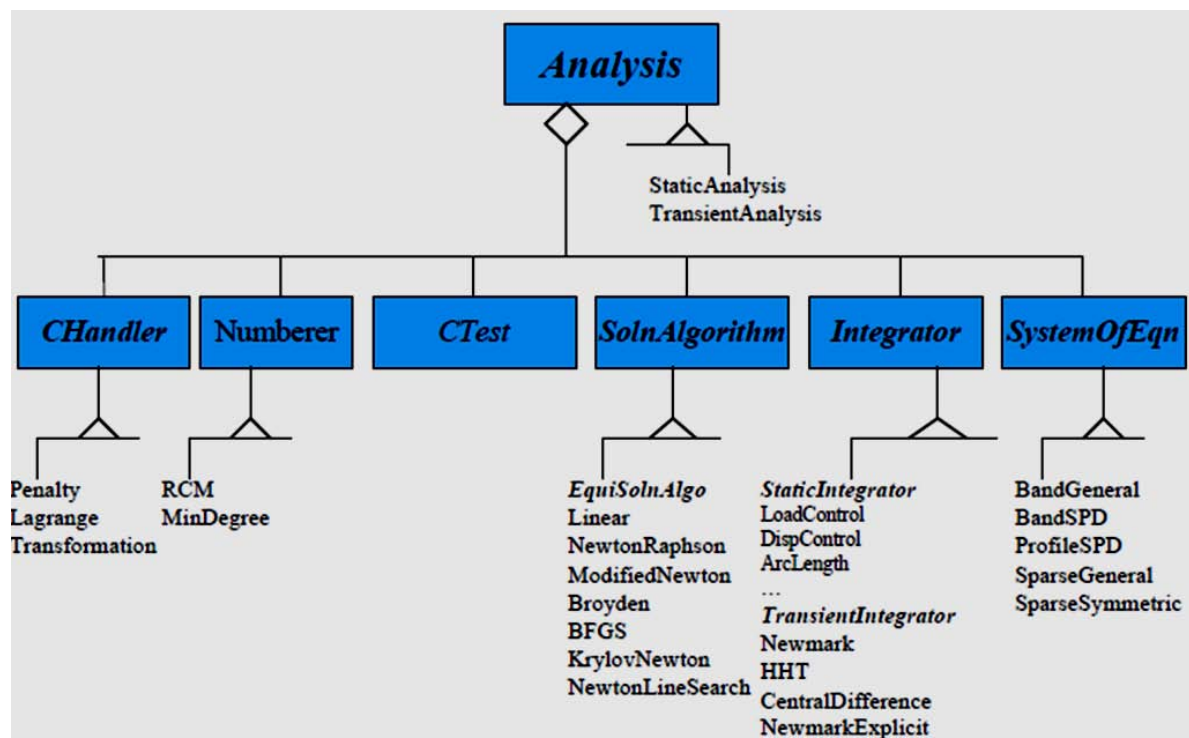


Figura 3. 27 – Metodologias de análise [43]

3.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo foi abordado o comportamento não linear de estruturas de betão armado.

Num primeiro ponto foi feito o enquadramento regulamentar da análise sísmica de estruturas de betão armado, de acordo com o regulamento europeu Eurocódigo 8 – parte 1. Foram referidas as questões relativas à análise sísmica, nomeadamente nos aspectos relacionados com as variáveis chave: coeficiente de comportamento e ductilidade. Referiram-se ainda as considerações regulamentares sobre o comprimento da rótula plástica, as acções e os efeitos de segunda ordem. Conclui-se ainda com as indicações regulamentares para efectuar análises não lineares.

Um segundo ponto fixa o comportamento seccional e discute, com base em resultados experimentais, as envolventes reais de momento-curvatura verificadas em estruturas de betão armado. Abordam-se as duas opções correntes de definição do comportamento seccional nas zonas de inelasticidade, através de um diagrama momento-curvatura ou através da discretização em fibras da secção.

Um terceiro ponto refere o comportamento material, envolvente monotónica e histerese, dos materiais betão e aço. Segue-se um ponto descrevendo o comportamento estrutural, onde é abordado o modelo de plasticidade concentrada e o modelo de plasticidade distribuída. No que concerne ao modelo de rótula, referem-se os aspectos críticos deste tipo de modelação, nomeadamente a evolução de curvaturas na zona de comportamento não linear, a questão da sua tradução deste comportamento através do método de integração e o comprimento da rótula plástica. Relativamente ao modelo de plasticidade distribuída, efectua-se a abordagem analítica em deslocamentos (DB) e em força (FB), com incidência na diferença de aplicação das abordagens

Um último ponto define sumariamente as questões relacionadas com os programas de cálculo.

A estrutura adoptada neste capítulo, bem como as temáticas abordadas, está directamente relacionada com os objectivos desta dissertação. Neste contexto, alguns aspectos foram referidos com menor abrangência ou excluídos. Note-se, no entanto, que a importância dirigida não consiste na influência destes parâmetros nas análises. Parâmetros como a encurvadura de varões longitudinais em pilares ou o escorregamento não contemplaram a atenção devida na abordagem efectuada. Por outro lado, o comportamento em corte e a modelação particular dos nós da estrutura são alvo de estudos contínuos, não sendo a análise destes parâmetros incorporada nos modelos estudados na presente dissertação.

4

CASO DE ESTUDO: ANÁLISE LINEAR SISMICA E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA PORTICADA SEGUNDO O EC8

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo apresenta a aplicação das metodologias lineares de análise sísmica descritas no capítulo anterior a um edifício de betão armado. O edifício em estudo consiste na estrutura analisada por Brito et al. [44] (no contexto de aplicação das metodologias do EC8 por comparação com o RSA) e Dias [16] (onde são comparadas as metodologias de dimensionamento de acordo com os tipos de ductilidade referidos no EC8 – 1). Remetendo ao primeiro registo bibliográfico, são usadas as soluções geométricas globais e locais, bem como a localização (Lisboa), as acções e os materiais. A metodologia de dimensionamento considera uma classe de ductilidade média (DCM), de acordo com as conclusões de [16]. Num primeiro ponto é efectuada a análise sísmica da estrutura global segundo o procedimento uniformizado no EC8, análise linear por sobreposição modal segundo espectros de resposta. Para tal é usada uma modelação tridimensional da estrutura em elementos finitos, respeitando as indicações relativas ao comportamento além dos limites elásticos e de fendilhação preconizados no regulamento. Neste ponto são ainda estudados os diferentes resultados obtidos para diferentes condições de modelação. Conclui-se a análise linear com o dimensionamento das armaduras a colocar nas vigas e pilares respeitando as disposições do EC8 – 1 [14], nomeadamente os conceitos (anteriormente referidos neste trabalho) de Capacity Design e as cláusulas do EC2 – 1 [19].

A selecção do presente caso de estudo, com a simetria e simplicidade referida foi feita com o objectivo de estabelecer uma comparação de comportamento obtido através de diferentes tipos de métodos de análise não linear. Por outro lado, a mesma simplicidade permite, ainda que indirectamente, estabelecer um paralelismo entre os resultados da análise não linear e os da análise linear.

A abordagem da não linearidade, que se pretendia fazer com base em estruturas planas, e o facto já constatado no capítulo 2 desta dissertação de em certos casos se verificar a maior vulnerabilidade sísmica de estruturas sem paredes estruturais contribuíram para a escolha do edifício presente. Embora a vulnerabilidade referida esteja ligada a tipos de construção e regulamentação mais permeáveis ao risco que a filosofia restritiva do Eurocódigo 8, o estudo de simplificações seguras do estudo do comportamento não linear permite numa situação de projecto e dimensionamento efectuar um controlo da solução de cálculo. A ligação entre o comportamento físico global da estrutura e as decisões e cláusulas regulamentares facultam ao projectista um controlo mais apertado de soluções mais complexas, como sucede com os edifícios com irregularidades em planta/altura, onde as análises simplificadas ficam aquém do controlo pretendido.

4.2. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.2.1 – DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O caso de estudo é composto por uma estrutura simétrica em termos geométricos e em termos de rigidez. A estrutura tem 4 pisos e está organizada em 3 pórticos na direcção X e 5 pórticos na direcção Y. Trata-se, deste modo, de uma estrutura regular em planta e em altura, sem qualquer tipo de recuados ou outros elementos introdutórios de irregularidade segundo a clausula 4.2.3 do EC8 – 1 [14]. O edifício apresenta uma planta com $24 \times 12 \text{ m}^2$, subdivididos em módulos quadrangulares de $6 \times 6 \text{ m}^2$. Em termos de altura, o primeiro piso tem pé direito de 4 metros, enquanto os pisos seguintes têm pé direito igual a 3 metros. A figura 4.1 descreve a geometria do edifício adoptado para análise. A direcção X foi definida como a maior dimensão do edifício em planta, sendo a direcção Y a menor das dimensões e a direcção Z a direcção perpendicular ao plano XY. A estrutura como se referiu anteriormente é do tipo porticada simples, sem qualquer elemento de contraventamento.

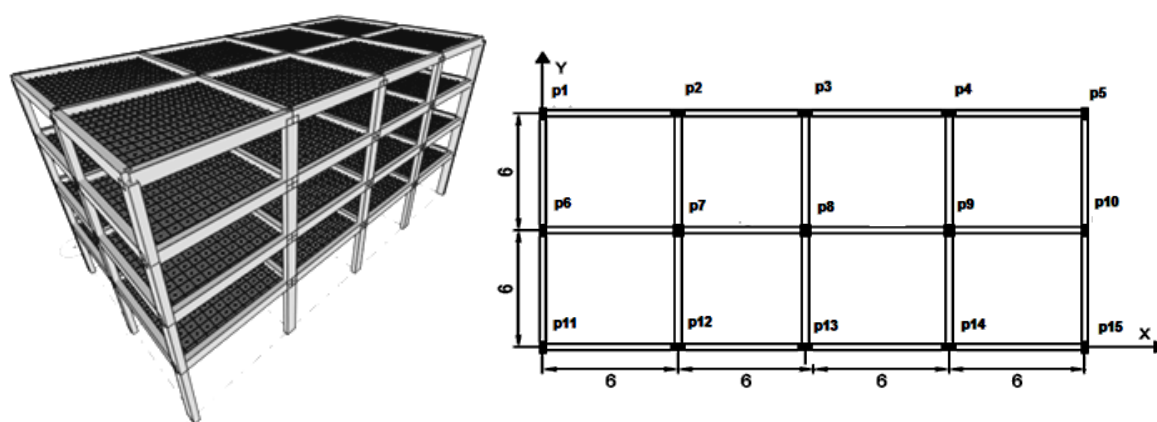


Figura 4. 1 – Representação tridimensional e em planta da estrutura em estudo

Relativamente às secções que compõem os elementos estruturais, apresenta-se na figura 4.2 a distribuição dos diferentes pilares na planta da estrutura. São definidas três secções tipo: P1, P2 e P3. A geometria das vigas é constante em todos os elementos e caracteriza-se por uma secção de $0,30 \times 0,55 \text{ m}^2$. Os pisos e a cobertura são compostos por lajes maciças em betão armado, com 16 cm de espessura. O recobrimento a implementar consiste em 3cm tanto nas vigas como nos pilares. Os materiais a executar consistem no betão C25/30 e aço da classe S500. A tabela 4.1 refere as características geométricas dos elementos definidos.

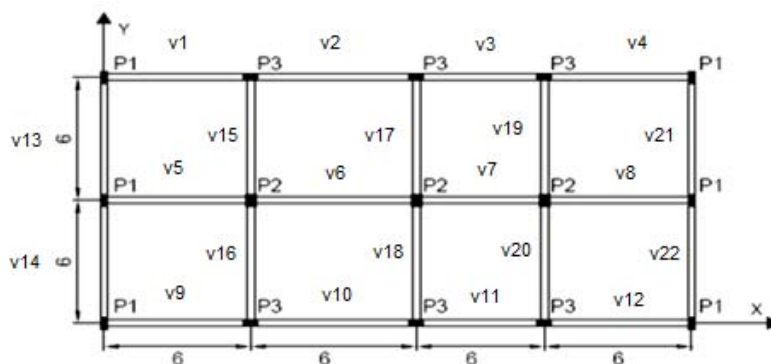


Figura 4. 2 - Distribuição dos tipos de pilar em planta

Tabela 4. 1 – Geometria das secções transversais

Secção	B x (m)	B y (m)
Pilar P1	0,30	0,60
Pilar P2	0,40	0,60
Pilar P3	0,60	0,30
Viga	Base: 0,30	Altura: 0,55
Laje	Espessura: 0,16	

4.2.2 – EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO: ESPECIFICAÇÕES REGULAMENTARES (EC8)

Como anteriormente foi referido, pretende-se efectuar o dimensionamento da estrutura de acordo com os critérios de DCM - ductilidade média. Ora, de acordo com a tabela 5.1 de [14], e dado a classificação da estrutura se inserir na primeira categoria, (frame system), o coeficiente de comportamento de base (q_0) é dado pela expressão $3,0 \times \alpha_u/\alpha_1$, com a razão α_u/α_1 a valer 1,3, de acordo com a configuração geométrica da estrutura (vãos e andares múltiplos). O coeficiente de comportamento é obtido a partir do coeficiente de base, $q_0=3,0 \times 1,3=3,9$, multiplicado por um factor (k_w) que traduz o modo de rotura da estrutura, de acordo com a cláusula 5.2.2.2 (11) de [14]. Como a estrutura é porticada, este factor é unitário pelo que o coeficiente de comportamento (q) vale 3,9 unidades. Adoptou-se um coeficiente de amortecimento (ξ) igual a 0,05, dado ser este o valor aceite para estruturas de betão armado, o que implica o valor unitário da correcção ao amortecimento ($\eta=1$).

4.2.3 – DESCRIÇÃO DAS ACÇÕES ESTÁTICAS DE DIMENSIONAMENTO

A estrutura em estudo tem como função habitação, pelo que de acordo com EC8 corresponde um coeficiente de importância $\gamma I=1$ (estruturas regulares). Os valores das acções permanentes e sobrecargas foram retiradas de [16]. A tabela 4.2 agrupa as acções estáticas consideradas para o dimensionamento do edifício. Em concordância com os estudos de base, não se definiu a acção do vento como acção lateral característica, remetendo este efeito para as acções sísmicas regulamentares.

Tabela 4. 2 - Acções estáticas do caso de estudo

	Acção	Pisos	Solicitação
Cargas permanentes	Peso próprio	-	-
	RCP – Revestimentos	1-4	1,50(kN/m ²)
	Paredes divisórias interiores	1-3	2,00(kN/m ²)
	Paredes exteriores	1-3	6,00(kN/m)
	Muro cobertura (perímetro)	4	2,50(kN/m)
Sobrecargas	Utilização pisos	1-3	3,00(kN/m ²)

4.2.4 – CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA – ANEXO NACIONAL

O edifício em estudo situa-se na zona de Lisboa e o terreno apresenta, segundo [45], características de SPT de acordo com um solo da categoria B de acordo com a cláusula 3.1 e a tabela 3.1 do Eurocódigo 8. O anexo nacional [45] de 2007 divide o território nacional em zonas de intensidade sísmica, para os dois tipos de sismos definidos no regulamento: o sismo tipo 1 correspondente ao sismo afastado inter-placas e o sismo tipo 2 correspondente ao sismo próximo, intra-placas.

Com a classificação do local definida para as duas acções sísmicas (sismo afastado e próximo) definiram-se de acordo com o anexo nacional os valores da aceleração de referência do solo (peak ground acceleration, a_{gr}), bem como os períodos (TB, TC e TD) característicos dos diferentes ramos dos espectros. A aceleração de projecto do solo (a_g), dado o coeficiente de importância ser unitário, coincide com a aceleração de referência do solo (a_{gr}). O valor do factor do solo, S foi definido de acordo com o anexo nacional para cada sismo (tipo 1 e 2) para o solo de características B. As tabelas 4.3 e 4.4 resumem os valores dos parâmetros adoptados.

Calcularam-se as representações básicas da acção sísmica de modo a estudar as duas condições regulamentares de segurança da estrutura: a exigência de não colapso, garantida pelo estudo dos efeitos do sismo de projecto; a exigência de limitação de danos, garantida pelo estudo dos efeitos da “acção sísmica de serviço”. Estes dois sismos diferem essencialmente do período de retorno, menor no caso no sismo de serviço, o que traduz a menor intensidade desta acção face ao sismo de projecto. De acordo com [45], em concordância com [14], o “sismo de serviço” corresponde ao espectro de resposta de projecto multiplicado por um factor γ , que toma o valor de 0,4 (em comparação directa com a probabilidade da acção de projecto, trata-se de uma acção com 40,9 % de probabilidade de excedência em 50 anos), [45]. O cálculo do espectro elástico nos seus diversos ramos foi efectuado de acordo com a cláusula 3.2.2.2 (1) do EC8, sendo que o espectro de projecto foi obtido a partir da cláusula 3.2.2.5 (4) do mesmo regulamento.

Tabela 4. 3 - - Parâmetros definidores do espectro tipo 1

LOCALIZAÇÃO	LISBOA
Sismo afastado – acção sísmica Tipo 1	ZONA 3
a_{gr} - aceleração de referência do solo (m/s^2)	1,5
γ_I - coeficiente de importância	1,0
a_g - aceleração de projecto do solo (m/s^2)	1,5
S – factor do solo	1,2
TB (s)	0,1
TC (s)	0,6
TD (s)	2
q	3,9
ξ - coeficiente de amortecimento	0,05
β_0	2,5
η - correcção ao amortecimento	1
β - Limite inferior do espectro de projecto	0,2

Tabela 4. 4 - Parâmetros definidores do espectro tipo 2

LOCALIZAÇÃO	LISBOA
Sismo afastado – acção sísmica Tipo 2	ZONA 1
agr - aceleração de referência do solo (m/s^2)	1,7
γ_I - coeficiente de importância	1
ag - aceleração de projecto do solo (m/s^2)	1,7
S – factor do solo	1,35
TB (s)	0,1
TC (s)	0,25
TD (s)	2
q)	3,9
ξ - Coeficiente de amortecimento	0,05
β_0	2,5
η - Correção ao amortecimento	1
β - Limite inferior do espectro de projecto	0,2

A figura 4.3 representa os 3 espectros referidos para cada uma das acções sísmicas, tipo 1 (a) e tipo 2 (b). Tendo em atenção a caracterização não linear da análise a implementar numa segunda fase, geraram-se os acelerogramas artificiais concordantes com o espectro de resposta tipo 1 definido anteriormente.

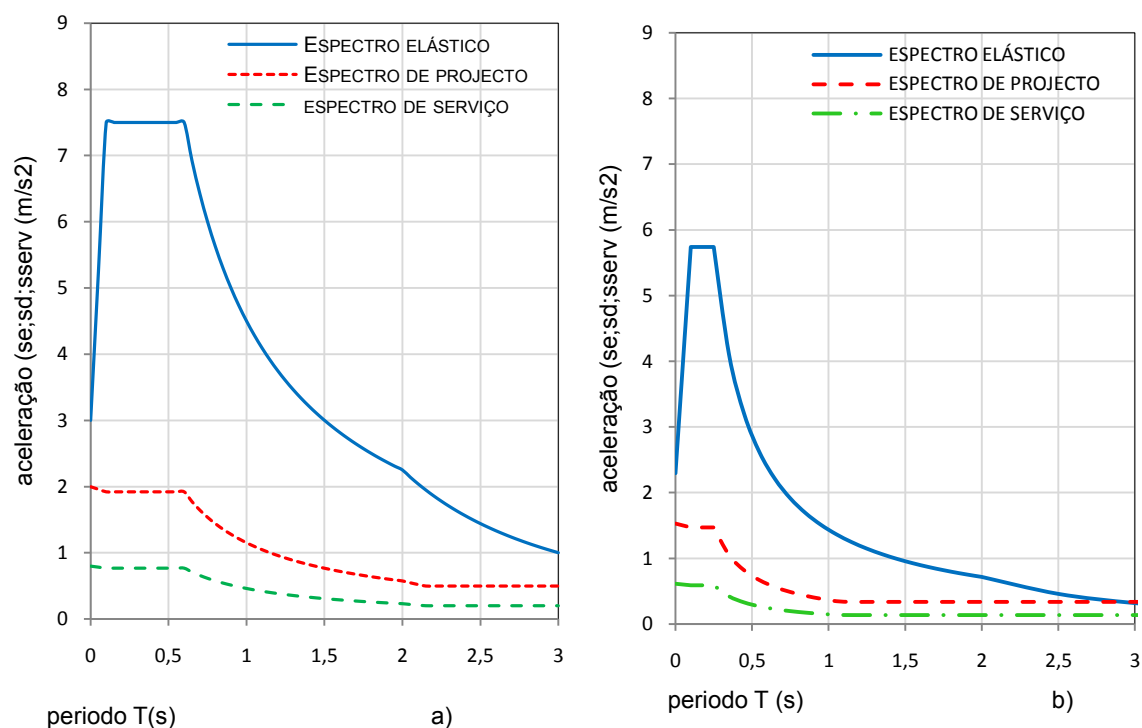


Figura 4. 3 - Espectros de resposta regulamentares a)acção sísmica tipo 1 b) acção sísmica tipo 2

4.2.5 – COMBINAÇÕES DE ACÇÕES EM ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

Definidas as acções características a aplicar à estrutura, definiram-se as combinações de dimensionamento e análise sísmica da estrutura, ou seja, as combinações ULS e as combinações sísmicas de acordo com [14]. A tabela 4.5 resume as designações e os coeficientes de combinação das diversas acções.

Tabela 4. 5 – Coeficientes de combinação

COMBINAÇÃO													
	PP	REVEST	DIVISORIAS	PEXTERIORES	MURETE COBERTURA	UTILIZAÇÃO	UTILIZAÇÃO IMPAR	UTILIZAÇÃO PAR	E1XD	E1YD	E2XD	E2YD	
Coeficientes de combinação	ULS1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	0	0	0	0
	ULS2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0	1,5	0	0	0	0	0
	ULS3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	1,5	0	0	0	0
	CQP	1	1	1	1	1	0,4	0	0	0	0	0	0
	CSISM1	1	1	1	1	1	0,4	0	0	1	0,3	0	0
	CSISM2	1	1	1	1	1	0,4	0	0	0,3	1	0	0
	CSISM3	1	1	1	1	1	0,4	0	0	0	0	1	0,3
	CSISM4	1	1	1	1	1	0,4	0	0	0	0	0,3	1
	CE1X	1	1	1	1	1	0,4	0	0	1	0	0	0
	CE1Y	1	1	1	1	1	0,4	0	0	0	1	0	0

Nas combinações de acções ULS (estado limite último) foram associadas duas cargas adicionais: utilização par e utilização ímpar. Estas duas acções foram consideradas para traduzir a alternância de sobrecarga efectuadas de modo a obter os máximos valores dos momentos positivos. Note-se ainda que não foi considerada qualquer sobrecarga de carácter variável na cobertura, seguindo os princípios referidos nos estudos anteriormente referidos.

No que concerne às combinações sísmicas, foram definidas primeiramente 2 acções, E1D e E2D, referentes aos espectros de projecto tipo 1 e tipo 2. De modo a combinar as direcções de acordo com os parâmetros da tabela 4.5, definiram-se 4 acções sísmicas variando os parâmetros tipo de sismo e direcção de aplicação. Resultaram as acções definidas na tabela 4.6.

Tabela 4. 6 - Acções sísmicas

ACÇÃO	ACÇÃO SÍSMICA TIPO	DIRECÇÃO DE APLICAÇÃO
E1XD	1	X
E2XD	2	X
E1YD	1	Y
E2YD	2	Y

As combinações sísmicas resultam da combinação da acção nas duas direcções em planta do edifício, X e Y, através da relação 100% – 30%, de acordo com a cláusula 4.3.3.5.1 (3) do EC8. Estas combinações envolvem as acções verticais na combinação definida com CQP, de acordo com o EC8, cláusula 3.2.4 (2).

4.3. ANÁLISE LINEAR SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8

A análise linear com recurso a espectros de resposta, como foi referido no capítulo 3, representa o método recomendado para dimensionamento de edifícios pelo EC8 - 1. Constatou-se que as particularidades desta metodologia consistem na tradução simplificada essencialmente de 2 parâmetros: capacidade de deformação/comportamento físico e solicitação. Em termos de solicitação verificou-se a recomendação do uso de espectros de resposta para traduzir a aceleração máxima, nos vários períodos de retorno referidos em 4.2.4. Relativamente à modelação dos elementos, constatou-se o uso do coeficiente de comportamento para tradução da capacidade de deformação além dos limites elásticos, da redução a metade da rigidez da estrutura como tradução do efeito „estrutura fendilhada” e do coeficiente de amortecimento para traduzir o amortecimento viscoso da estrutura devido ao escorregamento de armadura, fendilhação e outros mecanismos de dissipação. Na análise linear efectuada neste trabalho, efectua-se a variação de alguns parâmetros de modelação, nomeadamente a redução de rigidez e a tipologia de secção das vigas, de modo a estabelecer a relação e influência de cada um destes parâmetros. O programa CSI SAP2000 14.0.0 [42] foi usado como ferramenta nas análises sísmicas apresentadas nas secções seguintes.

4.3.1 – MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

A modelação da estrutura obedeceu às directivas correntes em projecto, correspondendo à execução de um modelo 3D em elementos finitos, usando elementos de barra para modelar as vigas e os pilares e elementos de casca para modelação das lajes de pavimento e da cobertura. Considerou-se um modelo com 6 graus de liberdade por nó, correspondentes a 3 translações e 3 rotações. Não foram considerados os panos de alvenaria de enchimento.

4.3.1.1 – MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS VERTICAIS – PILARES EM ELEMENTOS FINITOS

A modelação dos pilares foi efectuada de acordo com as características das secções indicadas na tabela 4.1. Uma vez que a formulação dos elementos no programa de cálculo (i.e. SAP2000) corresponde a formulação biaxial com torção, deformação axial e corte biaxial, correspondente com a caracterização da viga de Timoshenko com integração reduzida com um ponto de Gauss por cada elemento, dividiram-se os elementos verticais em 10 subelementos em cada troço entre pisos. Deste modo resultaram um número suficiente de pontos de Gauss para efectuar a integração da deformação de corte, com sub-elementos de comprimento inferior à altura da secção. Em termos de fundação destes elementos, considerou-se o efeito rígido, de acordo com os estudos de base, pelo que se modelou um encastramento perfeito, não considerando o comportamento elástico do solo.

4.3.1.2 – MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS HORIZONTAIS – DISCUSSÃO DA VIGA EM FLEXÃO

No caso da modelação das vigas do edifício, adoptaram-se as mesmas condições de divisão dos elementos seguidas para os pilares. Contudo, a ponderação do tipo de secção a adoptar remete para a discussão dos efeitos de fendilhação cuja incorporação é obrigatória à luz do EC8.

Num cálculo à rotura para acções gravíticas, a consideração do efeito da laje no banzo comprimido das vigas está verificado experimentalmente e é usado correntemente. Contudo, e admitindo a condição de redução da rigidez a metade pela clausula do EC8, a estabilidade da ligação das abas pode ser dúbia, no caso sísmico. Uma vez que em projecto ambas as situações são verificadas, as mesmas foram usadas para modelação da estrutura e respectiva comparação.

No primeiro modelo fez-se agir a secção real, ligada à laje no centro de gravidade da viga, não introduzindo o efeito da viga em T gerado; num segundo modelo fazendo o mesmo tipo de modelação mas com uma secção fictícia rectangular traduzindo a rigidez do T criado pela laje.

Relativamente ao primeiro tipo de modelação, usaram-se as propriedades da tabela 4.1 da secção da viga, quer para a viga central quer para as vigas de extremidade, ligadas à laje pelo centro de gravidade. Para a tradução da secção em T com o efeito da laje incorporado, segundo a modelação tipo 2, definiu-se uma secção equivalente simplificada, mantendo a altura da viga e considerando uma base efectiva b_{eff} de acordo com a inércia respectiva. Em ambos os casos a ligação da laje foi efectuada ao centro de gravidade da viga. Desta forma os esforços obtidos, nomeadamente momentos flectores na viga, correspondem aos reais, o que não sucederia se fosse ligada a laje a um ponto do topo da secção, com sub-dimensionamento do momento cuja armadura de cálculo não seria suficiente para equilibrar o nó.

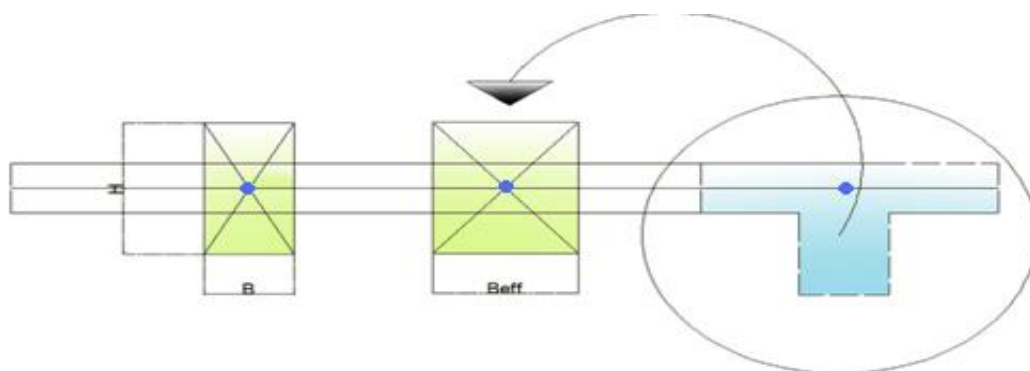


Figura 4. 4 - Modelação da viga com propriedades reais e laje ao nível do centro de gravidade

Adoptou-se para a consideração do efeito da laje o critério do REBAP [52], considerando um b_{eff} em ambos os lados da ordem dos 10% das secções de momento nulo nas vigas. No presente caso de estudo, e tendo em consideração que se pretende estudar a estrutura sujeita a cargas laterais, adoptou-se simplificadamente a largura de laje de 1,50 metros, aproximadamente o valor referido para a gama de vãos estudados.

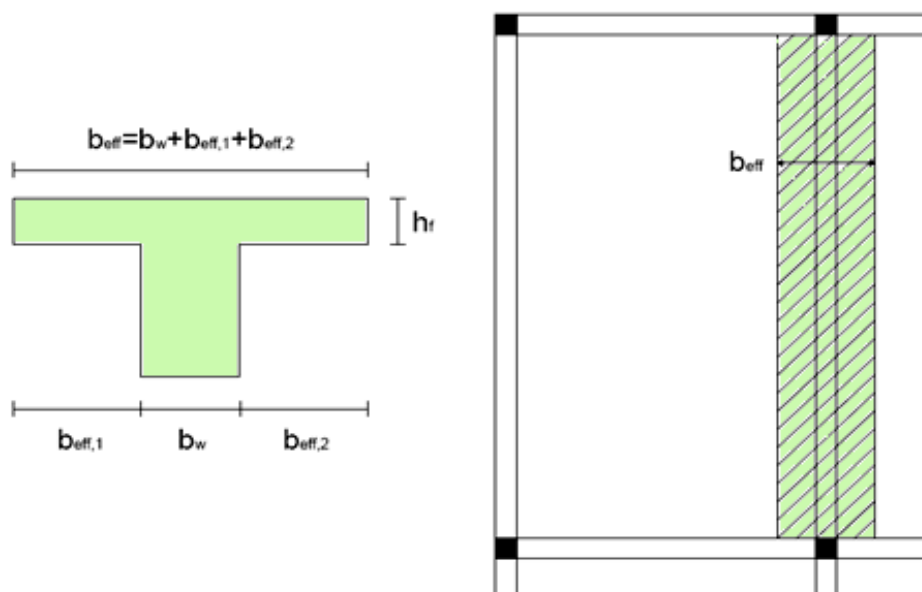


Figura 4. 5 - Largura efectiva das vigas

Com esta secção, calculou-se a secção rectangular equivalente em área e inércia com dimensões $0,57 \times 0,55 \text{ m}^2$, correspondente ao banzo superior de 1,50m e laje de 0,16, com alma de 0,39m. No que concerne às vigas de extremidade, considerou-se apenas um dos lados do banzo superior, o que leva à consideração de uma secção rectangular equivalente de $0,48 \times 0,55 \text{ m}^2$.

4.3.1.3 – ASPECTOS RELATIVOS À MODELAÇÃO DAS LAJES

A modelação das lajes foi efectuada recorrendo a elementos finitos de casca (shell thick), tendo sido considerada uma malha de elementos quadrados de 0,60 m de lado. A consideração deste tipo de malha, sem estudo de refinamento, está relacionada com a utilização deste elemento estrutural apenas como condutor de carga, sem dimensionamento ou estudo de limites em serviço neste trabalho. A ligação às vigas foi a descrita no ponto anterior. O uso das lajes na modelação correspondeu ainda, através da definição de diafragma, ao movimento de corpo rígido que solidariza o movimento de todos os pilares e permite aplicar a excentricidade regulamentar da análise linear.

4.3.1.4 – ASPECTOS RELATIVOS À MODELAÇÃO MATERIAL

Foram introduzidas em 4.1 os materiais usados nos elementos estruturais, betão da classe C25/30 e aço da classe S500. As características usadas na análise linear elástica, de acordo com os princípios de coeficientes de segurança da filosofia dos Eurocódigos, consistiram nas indicadas na tabela 4.7. Como se referia anteriormente, consideraram-se as duas opções de modelação, considerando a rigidez total dos elementos e considerando metade da rigidez os elementos para se atender aos efeitos de fendilhação. A variação referida foi efectuada reduzindo o valor do módulo de elasticidade do betão (que em regime linear representa o módulo de elasticidade da secção) a metade. Na tabela 4.7 são também indicadas as propriedades do material definido para o caso fendilhado.

Tabela 4. 7 – Características do betão simples e fendilhado segundo EC8

PARÂMETRO	C25/30 NÃO FENDILHADO	C25/30 FENDILHADO
$\phi(\text{kN/m}^3)$	25	25
E_{cm} (GPa)	31	15.5
N	0,20	0,20
G (GPa)	12,91	6,46
(m/°C)	$9,9 \times 10^8$	$9,9 \times 10^8$

4.3.2 – ANÁLISE SÍSMICA

A análise sísmica engloba a análise modal inicial necessária para o dimensionamento sísmico linear da estrutura. Este cálculo foi efectuado para as 4 situações seguintes de modelação: rigidez total – secção teórica (TEO – TOTAL); rigidez total – secção equivalente (EQ – TOTAL); rigidez reduzida – secção teórica (TEO – FEND) e rigidez fendilhada – secção equivalente (EQ – FEND). A comparação incide essencialmente na comparação das frequências de vibração, uma vez que os restantes parâmetros estão directamente relacionados com a aceleração aplicada à estrutura, função do parâmetro referido. Note-se que, apesar do estudo de sensibilidade efectuado a estes parâmetros, a situação de estudo/dimensionamento consiste na consideração regulamentar da meia rigidez e secção equivalente, incorporando o efeito da laje, sendo o estudo mais detalhado em termos de combinações neste caso. É feita referência aos restantes casos pontualmente a nível de valores da envolvente absoluta máxima.

4.3.2.1 – FREQUÊNCIAS PRÓPRIAS DA ESTRUTURA – DISCUSSÃO SOBRE O TIPO DE MODELAÇÃO LINEAR

Como parâmetro inicial de comparação, calcularam-se as frequências naturais da estrutura e os respectivos factores de participação modal, os quais estabelecem o número mínimo de modos a considerar para efectuar a análise de acordo com o EC8.

A tabela 4.8 agrupa o conjunto de frequências naturais calculadas através da resolução do problema de valores e vectores próprios.

A análise das frequências próprias da estrutura nas várias estratégias de modelação apenas pode ser efectuada introduzindo o respectivo período no espectro de projecto, de modo a verificar as diferenças em termos de aceleração mobilizada. Observando os espectros da figura 4.3, em conjunto com os valores dos parâmetros T_c das tabelas 4.3 e 4.4, verifica-se que a modelação da secção não tem grande influência, em ambos os casos, uma vez que a diferença ronda os 7%, o que não implica um aumento considerável da aceleração espectral. No entanto, quando o parâmetro rigidez é considerado, a variação verificada em frequências ronda os 41%, o que já consiste numa variação de aceleração considerável. Na figura 4.6 representa as frequências do modelo EQ – FEND no espectro de resposta da acção sísmica Tipo 1. A tabela 4.9 efectua a comparação das acelerações espectrais mobilizadas nas 5 primeiras frequências para os dois espectros nos dois tipos de comportamento com secção equivalente.

Tabela 4. 8 – Frequências naturais da estrutura nas diversas formulações

MODELAÇÃO	TEO - FEND		EQ - FEND		TEO - TOTAL		EQ - TOTAL	
StepNum	Freq.	T	Freq.	T	Freq.	T	Freq.	T
Unitless	Cyc/sec	Sec	Cyc/sec	Sec	Cyc/sec	Sec	Cyc/sec	Sec
1(translação X)	1,007	0,993	1,099	0,910	1,424	0,702	1,554	0,644
2(translação Y)	1,014	0,986	1,125	0,889	1,434	0,697	1,591	0,629
3(torção)	1,246	0,803	1,384	0,722	1,762	0,568	1,957	0,511
4(translação X)	3,242	0,308	3,509	0,285	4,584	0,218	4,963	0,202
5 (translação Y)	3,298	0,303	3,608	0,277	4,664	0,214	5,102	0,196
6 (torção)	4,066	0,246	4,454	0,225	5,750	0,174	6,298	0,159

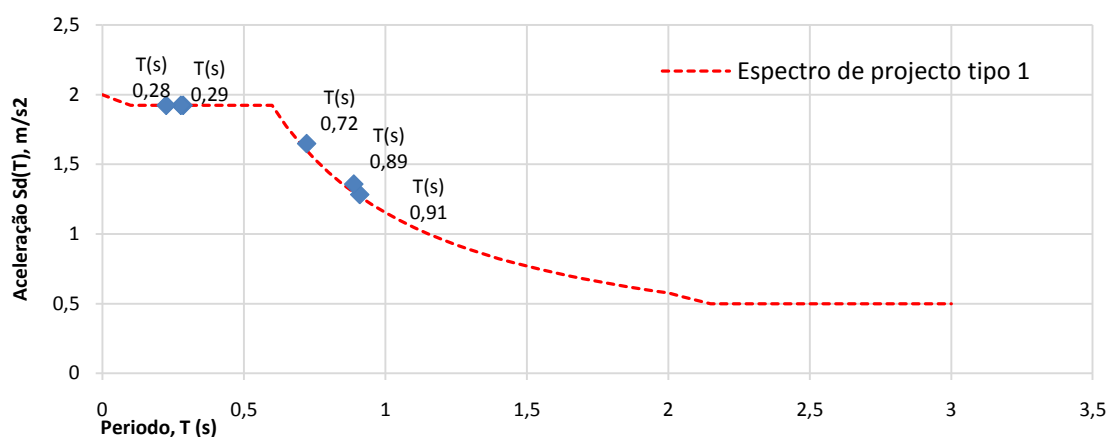


Figura 4. 6 – Representação no espectro da acção sísmica Tipo 1 das 5 primeiras frequências (EQ-FEND)

Tabela 4. 9 – Acelerações espectrais para as 5 primeiras frequências nas duas variantes de rigidez

OutputCase	Step	StepNum	EQ - TOTAL			EQ - FEND		
			Period	DampRat	U1Acc	Period	Damp	U1Acc
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	m/sec2	Sec	Unitless	m/sec2
E1XD	Mode	1	0,64	0,05	1,08	0,91	0,05	0,76
E1XD	Mode	2	0,63	0,05	1,10	0,89	0,05	0,78
E1XD	Mode	3	0,51	0,05	1,15	0,72	0,05	0,96
E1XD	Mode	4	0,20	0,05	1,15	0,28	0,05	1,15
E1XD	Mode	5	0,20	0,05	1,15	0,28	0,05	1,15
E2XD	Mode	1	0,64	0,05	0,58	0,91	0,05	0,41
E2XD	Mode	2	0,63	0,05	0,59	0,89	0,05	0,41
E2XD	Mode	3	0,51	0,05	0,72	0,72	0,05	0,51
E2XD	Mode	4	0,20	0,05	1,47	0,28	0,05	1,30
E2XD	Mode	5	0,20	0,05	1,47	0,28	0,05	1,34

Analisando a tabela 4.9, constata-se que as diferenças concentram-se essencialmente nos modos mais baixos, 1º e 2º modo nomeadamente, onde as diferenças de aceleração rondam os 30 cm/s². Esta diferença, atendendo a que existe proporcionalidade entre aceleração e deslocamentos, pode alterar em parte a modelação do comportamento estrutural, simulando deslocamentos e esforços de corte em rotura diferentes dos valores reais.

A questão de tratamento da estrutura fendilhada, num caso sísmico, entende-se como a representação aceitável da situação estrutural quando o comportamento sísmico é accionado. Muito dificilmente uma estrutura de betão armado não apresenta, mesmo em bom funcionamento, alguma fendilhação (controlada) nos seus elementos. Entende-se ainda que numa fase premonitória, quando se sentem os primeiros abalos sísmicos de menor intensidade, a fendilhação ganha maior relevo levando à menor rigidez dos elementos. A rigidez degradada consiste portanto no estado físico da estrutura quando sujeita à acção sísmica, pelo que a sua simulação deve ser introduzida na modelação estrutural.

Contudo, e como se viu anteriormente, a diminuição da rigidez a metade, como sugere o EC8, consiste num critério não muito claro e com grande influência nos resultados finais, quer em dimensionamento quer em verificação sísmica. Esta influência acentua-se ainda com o caso de edifícios com paredes estruturais, onde o padrão de fendilhação pode não ser uniforme ao longo do elemento, o que pode sugerir uma razão de rigidez total – fendilhado com valores muito díspares do sugerido no regulamento.

Como se referiu, e uma vez que o presente trabalho versa a análise não linear da estrutura, adoptou-se nos pontos seguintes a estrutura com ½ rigidez e secção da viga incorporando o efeito de laje, por ser esta a situação regulamentar que se pretende indirectamente avaliar.

4.3.2.2 – MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

Fazendo uso do programa de cálculo geraram-se os deslocamentos relativos à configuração modal da estrutura, actuada pelas massas dos pisos. De acordo com a deformada e os valores dos deslocamentos, verifica-se que o primeiro modo corresponde a um modo aproximadamente puro de translação na direcção XX, enquanto o segundo modo corresponde a um modo aproximadamente puro de translação na direcção YY. Os modos seguintes são modos de natureza torsional do edifício, com deslocamentos a ocorrerem em ambas as direcções. As figuras 4.7, 4.8 e 4.9 representam a configuração dos 3 primeiros modos de vibração da estrutura.

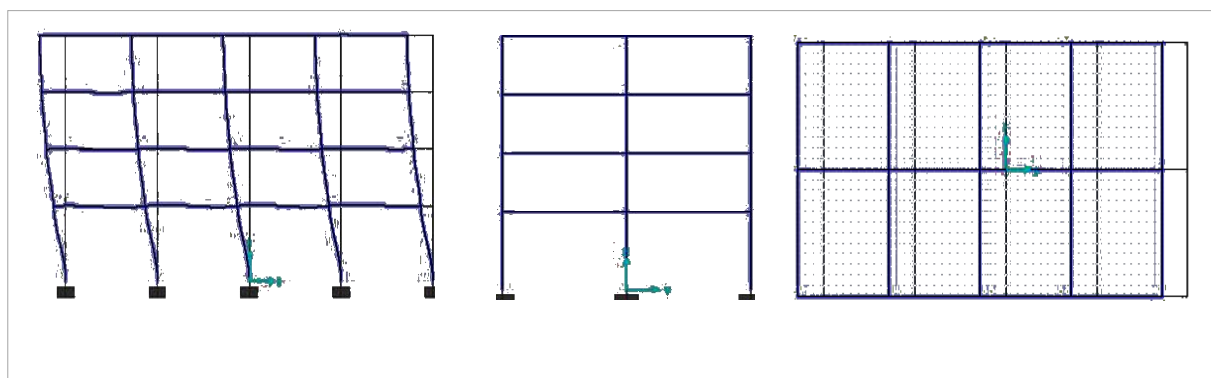


Figura 4. 7 – Configuração deformada modo vibração 1 (vista em XZ;YZ; Planta)

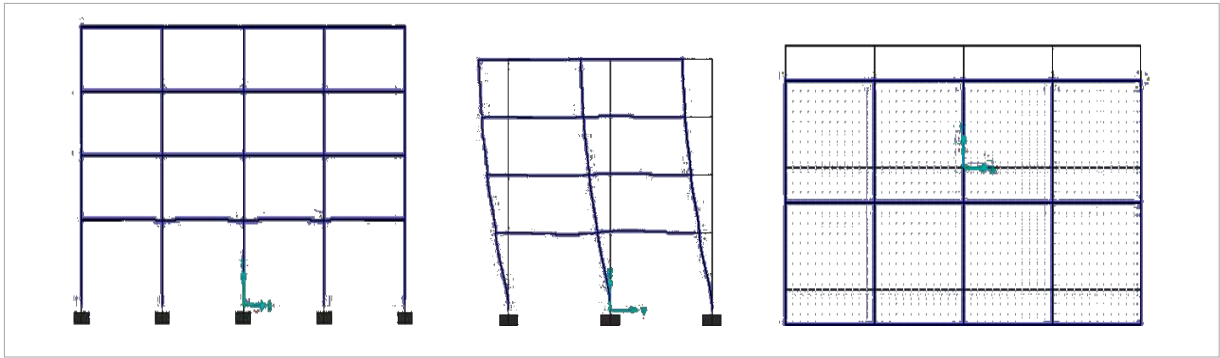


Figura 4. 8 - Configuração deformada modo vibração 2 (vista em XZ;YZ; Planta)

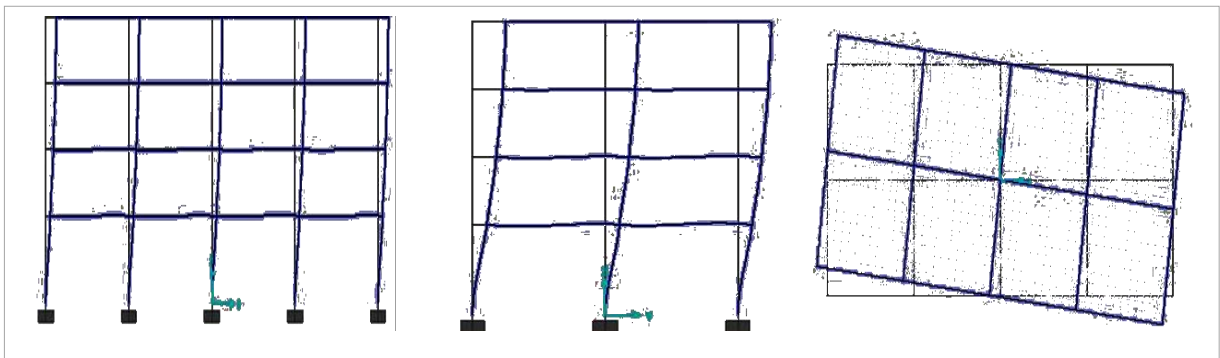


Figura 4. 9 - Configuração deformada modo vibração 3 (vista em XZ;YZ; topo edifício)

A confirmação das deformadas modais representadas pode ser feita através da análise dos factores de participação modal representados na tabela 4.10.

Tabela 4. 10 – Factores de participação modal em massa

OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
MODAL	1	0,91	0,93	0,00	0,00	0,93	0,00	0,00	0,00	0,57	0,00	0,00	0,57	0,00
MODAL	2	0,89	0,00	0,91	0,00	0,93	0,91	0,00	0,82	0,00	0,00	0,82	0,57	0,00
MODAL	3	0,72	0,00	0,00	0,00	0,93	0,91	0,00	0,00	0,00	0,91	0,82	0,57	0,91
MODAL	4	0,28	0,06	0,00	0,00	0,98	0,91	0,00	0,00	0,01	0,00	0,82	0,58	0,91
MODAL	5	0,28	0,00	0,07	0,00	0,98	0,98	0,00	0,01	0,00	0,00	0,84	0,58	0,91

Verifica-se a singularidade direcciona dos modos 1 e 2 em X e Y, como se referiu, bem como a parcela torsional introduzida nos modos seguintes como se pode verificar na parcela de massa mobilizada (0.91) na rotação sobre o eixo Z do edifício.

4.3.2.3 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Com auxílio do programa SAP2000 [42], geraram-se os deslocamentos máximos da estrutura nas duas direcções ortogonais X e Y. A tabela 4.10 demonstrou a necessidade mínima de considerar na análise os 4 primeiros modos no cálculo na direcção X e os 5 primeiros modos na direcção Y. Esta constatação tem por base a cláusula regulamentar relativa a análise linear segundo a qual deve ser considerado no cálculo o número de modos de vibração tal que seja mobilizada 95% da massa da estrutura na direcção em estudo. Os deslocamentos calculados no programa tiveram por base os deslocamentos modais através da combinação quadrática completa. Posteriormente, e com o objectivo de reflectir o comportamento além dos limites elásticos, estes valores foram multiplicados pelo coeficiente de comportamento (de valor $q=3,9$ calculado em 4.2.2). A figura 4.10a representa os deslocamentos máximos obtidos para a direcção X, enquanto a figura 4.10b representa o mesmo parâmetro para a direcção Y.

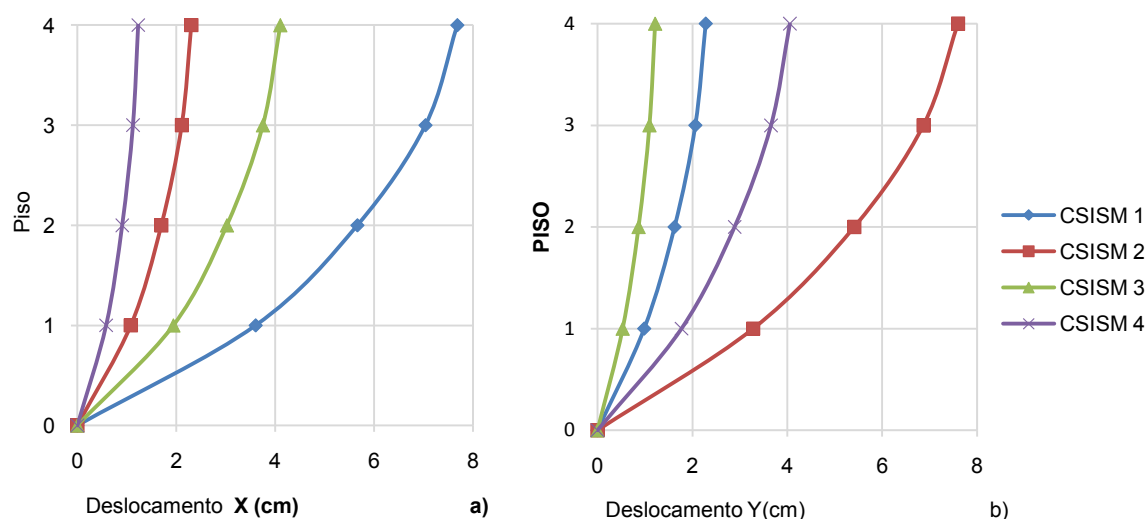


Figura 4. 10 - Deslocamentos máximos por combinação a) na direcção X b) direcção Y

Analisando as figuras, verifica-se que a combinação CSISM1 é a condicionante em X e CSISM2 a condicionante em Y. Estas combinações como se pode verificar na tabela 4.5 representam o caso em que é mobilizado o sismo tipo 1 do EC8 (interplacas). Os deslocamentos máximos consistem em 7,68cm na direcção X e 7,60cm na direcção Y.

Os valores dos deslocamentos obtidos representam claramente a importância da quantificação do valor do coeficiente de comportamento. Analisando este parâmetro, verifica-se que a simplificação não linear introduzida permite um deslocamento 4x superior ao obtido da análise modal. Tendo em atenção a forma simplificada como este deslocamento é obtido, tendo em conta a forma e tipologia da estrutura, os deslocamentos obtidos podem diferir em caso sísmico dos calculados, factor com elevada importância quando existe proximidade de edifícios ou corpos de edifícios e são necessárias juntas de dilatação/deformação. O dimensionamento destes elementos fica condicionado pela simplificação introduzida, com as consequentes implicações económicas. Embora seja este o procedimento recomendado a nível regulamentar, a introdução dos conceitos simplificados de análise não linear com a devida adequação podem melhorar a noção deformada dos edifícios em caso sísmico, como será

abordado no capítulo 5. Note-se ainda que apesar de se conhecerem os valores máximos dos deslocamentos, a informação sobre a deformada global não é conhecida, algo que a análise não linear permite também complementar, embora o dimensionamento regulamentar já garanta *a priori* as condições de deformação dos pisos.

Outro aspecto que a avaliação dos deslocamentos demonstra ser importante, e como se depreende da discussão anteriormente feita, consiste na forma de tradução da fendilhação através da redução da rigidez. A figura 4.11 representa a comparação de deslocamentos obtida para os dois casos de rigidez definidos neste estudo (Total e EC8).

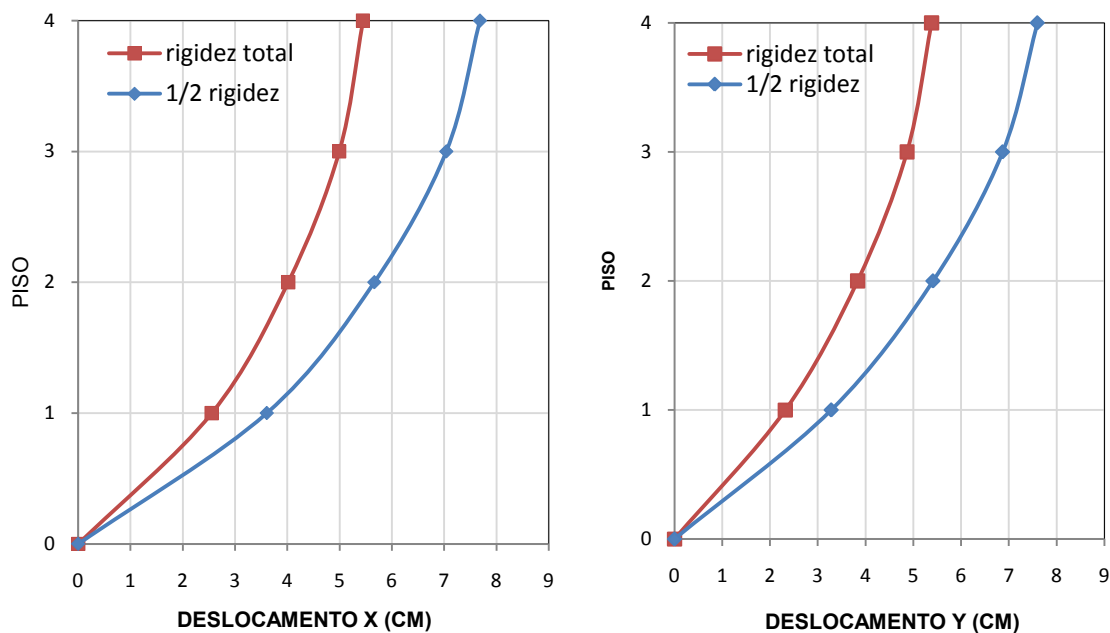


Figura 4. 11 - Comparação de deslocamentos nas duas variantes de rigidez na direcção X e Y

A diferença de deslocamentos máximos absolutos entre as duas estratégias é considerável, como seria de esperar pela relação das rigidezes, com diferenças de deslocamentos da ordem dos 30% em relação ao máximo.

A determinação dos deslocamentos da estrutura, como se referenciou neste ponto, consiste num parâmetro fortemente influenciado pelas estratégias de simulação do comportamento na vertente linear da estrutura, desde o coeficiente de comportamento à representação da fendilhação. Note-se ainda que os restantes parâmetros sísmicos, corte basal e drifts entre pisos, estão associados aos deslocamentos gerados, o que induz a potencial discrepância com os resultados obtidos.

4.3.2.4 – DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS (DRIFTS)

No que concerne à avaliação dos drifts, e uma vez que os modos apresentam tipologia de rotação/torção do edifício, avaliaram-se directamente no programa de cálculo, para cada um dos pisos, através de processo simplificado para considerar a distorção. Definiu-se, nos pórticos, um elemento

finito “macro” de 6x3/4metros em cada um dos planos entre vigas - pilares do pórtico. Este elemento definido com peso próprio nulo, módulo de distorção unitário e espessura unitária em termos de comportamento em flexão e em termos axiais permite medir directamente, através da média de tensões tangenciais (S12) nos nós, a distorção verificada entre pisos, ou seja, o drift entre pisos, dado o módulo de distorção ser unitário. A avaliação destes elementos foi feita para o sismo de projecto, sendo os respectivos drifts multiplicados posteriormente pelo factor $\gamma=0,4$, de acordo com o anexo nacional, para traduzir o sismo com menor período de retorno e menor intensidade.

Para cada painel macro - elemento definido, com 4 nós de canto, calculou-se a média das distorções, considerando apenas os valores calculados nestes pontos. Desta forma determinaram-se os drifts entre pisos. Os respectivos valores máximos foram comparados com os limites máximos impostos pela cláusula 4.4.3.2 do EC8 - 1, relativa à limitação de danos na estrutura em caso de ocorrência de sismo. Para a gama de alturas do edifício (entre pisos), e considerando que o edifício, apesar de constituir uma estrutura idealizada, deve apresentar elementos não estruturais ligados à estrutura, os drifts devem ser limitados a 0,02, (2%) no primeiro piso e 1,5% nos restantes pisos, de acordo com a equação (4.31) do EC8 parte 1. A figura 4.12a apresenta os valores máximos dos drifts calculados na direcção X do edifício, enquanto a figura 4.12b apresenta o mesmo parâmetro avaliado na direcção Y.

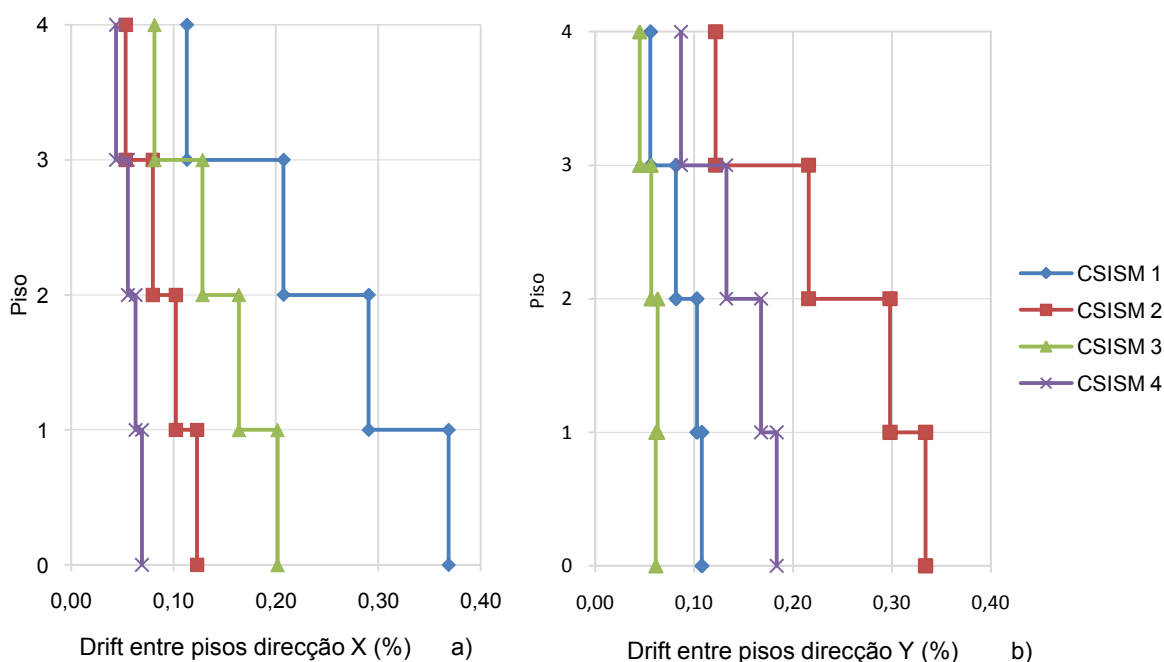


Figura 4. 12 – Drifts máximos nas várias combinações a) na direcção X b) na direcção Y

Verifica-se que o valor máximo dos drifts, calculados para o sismo de serviço, ronda os 0,35%, sendo estes valores verificados para o primeiro piso da estrutura para as combinações concordantes com a acção aplicada tipo 1. Por outro lado, um cálculo simplificado do valor da distorção através da diferença entre deslocamentos de pisos sucessivos, dividindo pela altura respectiva entre pisos, demonstra que os dois primeiros modos, com baixa componente de torção e grande mobilização da massa, dominam a deformação da estrutura. Os valores obtidos simplificados para o sismo de serviço igualam aproximadamente os drifts calculados pelo procedimento estipulado no programa de cálculo. As conclusões relativas aos drifts na variação de rigidez são coerentes com a verificação em deslocamentos referida em 4.3.2.3.

4.3.2.5 – CORTE BASAL

Seguindo o mesmo princípio, ou seja, através do estudo das direcções separadas, para o estudo do corte basal, calcularam-se as forças geradas nos pisos devido à acção sísmica actuante em combinação de direcções de acordo com o disposto anteriormente (considerando metade da rigidez). As forças correspondem ao corte provocado em cada piso pela aceleração espectral induzida às massas dos pavimentos. As figuras 4.13 e 4.14 agrupam os valores das forças calculadas. Verifica-se que o máximo corte basal da estrutura estimado atinge os 1000 KN na base do edifício, existindo uma variação de aproximadamente 200KN por piso. Procedeu-se ao cálculo dos valores de corte basal com o modelo de rigidez total tendo-se verificado valores na base do edifício da ordem dos 1400 KN para a direcção X e Y em combinação de valores máximos. A variação é da ordem dos 40 % na base do edifício, sendo que a avaliação na base dos pilares do último piso demonstra o valor máximo de variação de 44%. A maior rigidez dos elementos impede os movimentos planos da estrutura, como demonstra 4.3.2.3 e este facto remete para a lógica estrutural de introdução de esforços superiores na estrutura, como se verifica na variação média de 40% dos valores de corte basal.

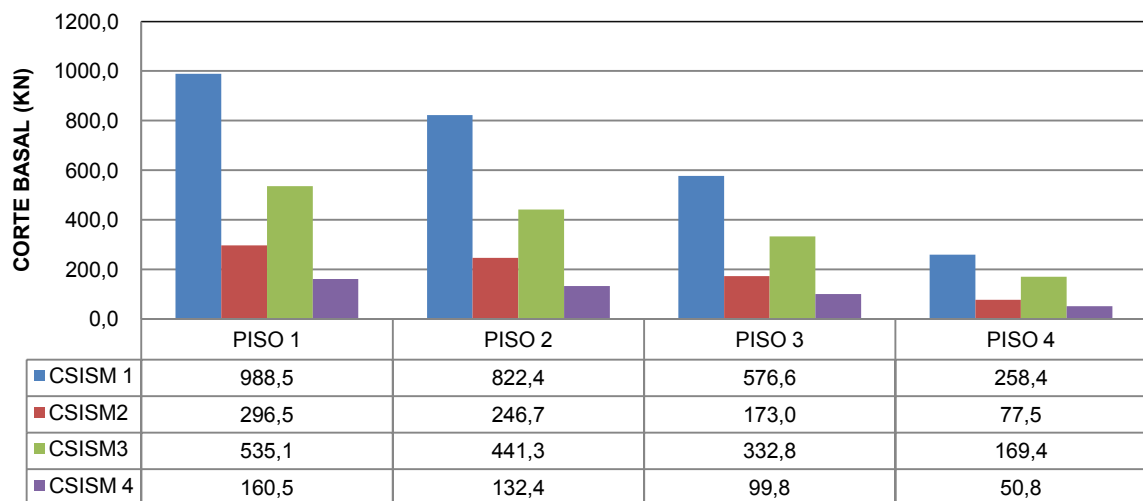


Figura 4. 13 – Corte basal na direcção X global nas diversas combinações

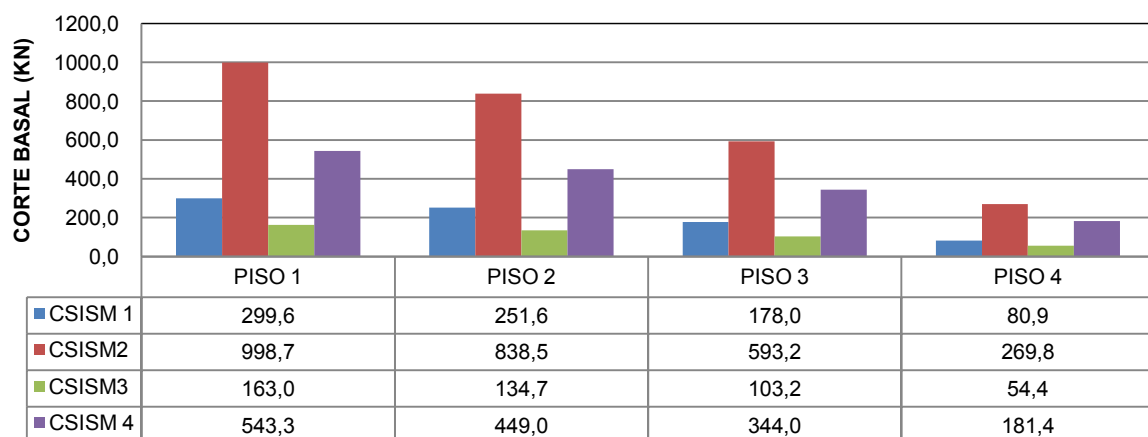


Figura 4. 14 – Corte Basal na direcção Y global nas diversas combinações

4.3.2.6 – NOTAS FINAIS À ANÁLISE LINEAR

Apresentaram-se neste ponto os aspectos de avaliação sísmica do edifício considerando as diferentes estratégias de consideração de alguns parâmetros. No que concerne à secção da viga, embora a avaliação dos deslocamentos laterais fosse mais correcta através da inclusão de um ponto e ligação da laje à parte superior da viga, perder-se-ia o rigor para cálculo de armadura superior para a laje. A opção de modelação da secção equivalente ao T, e como o efeito se apresenta na realidade na rotura, entende-se ser o mais correcto para modelação. No que concerne à fendilhação, as variações de 40% no corte basal e deslocamentos ilustram a grande diferença de resultados. Embora seja aceite como se referiu dado os primeiros abalos a consideração do estado fendilhado, a utilização de um coeficiente de 50% pode não traduzir os níveis de dano diferenciados que em geral as estruturas apresentam. Por outro lado, tal consideração implica a utilização em projecto de dois modelos, um para análise sísmica e outro para estado limite último, devido à diferença existente no valor da rigidez no cálculo dos esforços, facto que reproduz uma situação indesejável no caso de existência de diferentes materiais na estrutura (por exemplo com elementos de contraventamento metálicos). As análises não lineares permitem balizar estes valores e fornecer novas informações, como a configuração deformada na rotura e o tipo de mecanismo formado, bem como a monitorização das zonas críticas, factores não abordados na análise linear. Estes aspectos serão abordados no capítulo 5 desta dissertação.

4.4. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O dimensionamento da estrutura obedeceu às considerações regulamentares de dimensionamento por capacidades resistentes preconizadas no EC8 - 1, em concordância com as disposições descritas no EC2 - 1, nomeadamente as cláusulas relativas a pilares e vigas para estado limite último. A apresentação dos resultados em termos de esforços e solução de reforço tem como objectivo a representação simplificada para modelação de secções nas simulações não lineares. Para tal, seleccionou-se um conjunto de secções específicas cujo comportamento foi analisado e determinadas as armaduras. Este conjunto consiste nas secções de extremidade de cada tramo das vigas e o ponto de momento máximo positivo. A discretização adoptada permite o estudo das secções de extremidade e a implementação dos conceitos de dimensionamento viga fraca - pilar forte. Por outro lado, o comportamento da estrutura em fase inelástica tem nestas secções o factor crítico, como se apresentou nos capítulos anteriores, pelo que o seu dimensionamento e modelação descrevem em parte o comportamento global da estrutura. No caso dos pilares, e considerando o factor esforço axial como factor primordial na análise de secções em flexão composta desviada, o conjunto de secções, e notando a continuidade que se pretende implementar na armadura em altura, o conjunto de secções estudadas é composto pelo nó do 3º piso e o nó da cobertura. O dimensionamento das vigas foi agrupado em vigas de piso e viga da cobertura, adoptando-se armaduras do mesmo tipo em todas vigas de piso por pórtico. A apresentação do dimensionamento de cada elemento é feita neste ponto através da descrição da metodologia seguida, com exemplificação do procedimento para um sub-elemento e descrição sumária das soluções finais adoptadas.

4.4.1 – DIVISÃO DA ESTRUTURA EM PÓRTICOS

Para melhor percepção dos esforços e simplificação no tratamento e preparação de dados para análise não linear efectuada no capítulo 5, dividiu-se a estrutura em pórticos nas duas direcções. A figura 4.15 representa as designações atribuídas aos pórticos. Na mesma figura está representada os pilares que constituem estas subestruturas, de acordo com a classificação global definida na figura 4.1.

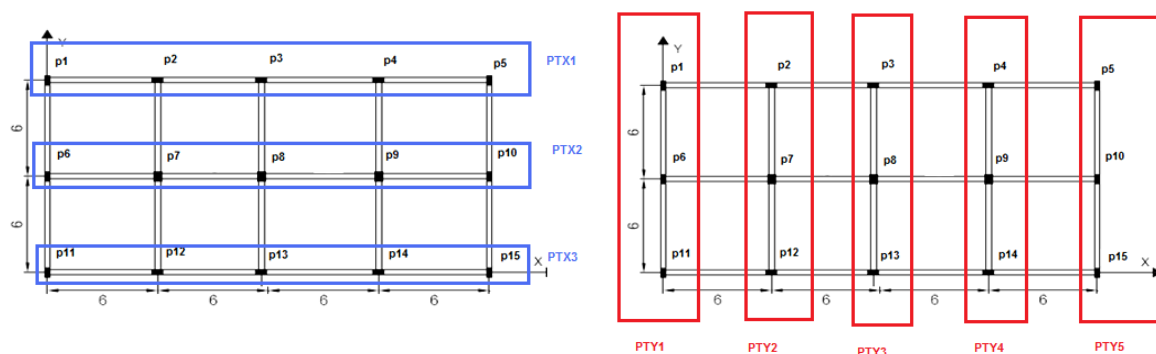


Figura 4. 15 – Designação dos pórticos na direcção X e Y

4.4.2 – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ESTRUTURA

Seleccionou-se para exemplificação da metodologia de dimensionamento a viga do piso 1 do alinhamento correspondente ao pórtico PTX2. Note-se que, como referido em 4.3.2.1, a secção da viga apresenta altura $H=0,55\text{m}$, comprimento da base $b=0,3\text{m}$ com valor efectivo de $0,58/0,47$ para definir o efeito de T introduzido pela laje nas vigas centrais e de extremidade, respectivamente.

Relativamente ao comprimento crítico regulamentar L_{cr} (ou L_p) para as vigas e de acordo com o ponto 3.2.1.4 desta dissertação é igual à altura da secção transversal ou seja, $0,55\text{m}$.

Os diagramas de dimensionamento de momentos flectores e corte foram obtidos no programa SAP2000 para a envolvente de acções, considerando o efeito das combinações ULS1, ULS2, ULS3, CSISM1a4, de acordo com o disposto na tabela 4.5 deste capítulo. As figuras 4.16 e 4.17 representam estes diagramas.

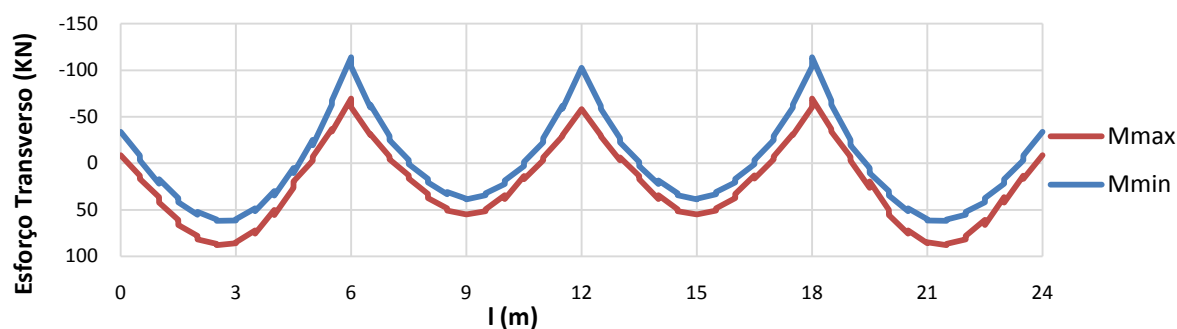


Figura 4. 16 - Diagrama momentos da viga do primeiro piso de PTX2

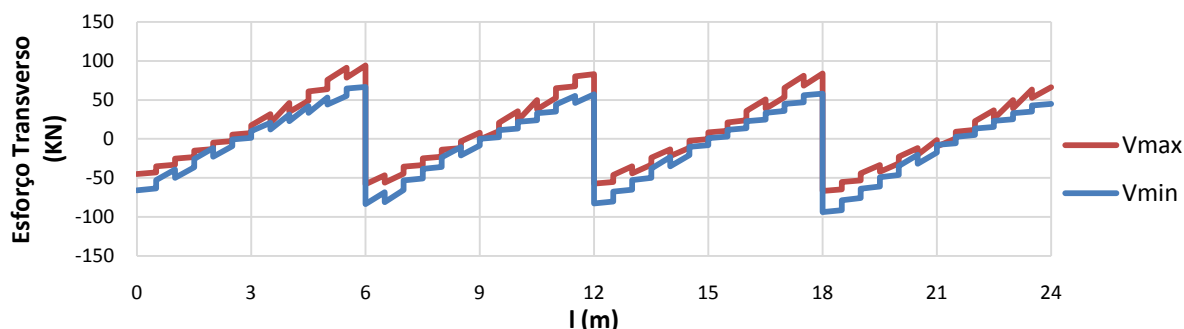


Figura 4. 17 – Diagrama de esforço transverso da viga do primeiro piso de PTX2

4.4.2.1 – ARMADURA LONGITUDINAL

A filosofia de cálculo da armadura longitudinal seguiu as considerações relativas à verificação de segurança à flexão simples. Considerando as secções extremas e de momento máximo positivo, de acordo com o referido anteriormente, isolaram-se os momentos M_{ed} de cálculo dos diagramas envolventes (como o da figura 4.17). Efectuando um cálculo para estado limite último (ULS), como o indicado no algoritmo definido a seguir, calcularam-se as quantidades de armadura necessárias para cada ponto referido.

1 – Determinação para as secções definidas do momento reduzido:

$$\mu = \frac{M_{ed}}{f_{cd} * d^2 * b_{viga}}$$

2 – Cálculo da percentagem mecânica de armadura correspondente (fórmula de [46] com $\beta=0$):

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21}$$

3 – Cálculo da armadura longitudinal para estado limite último de flexão

$$A_s = \frac{\omega * d * f_{cd} * b_{viga}}{f_{syd}}$$

O cálculo foi efectuado para os momentos positivos e negativos, obtendo-se deste modo a quantidade de armadura necessária para as duas fibras extremas da viga. Após este cálculo à rotura, aplicaram-se as disposições construtivas do EC2 parte 1, relativas a armadura mínima, complementadas pelas condições de ductilidade local do EC8 – parte 1, relativas a taxa mínima de armadura.

$$A_{smin EC2} = \min(0,6 * \frac{f_{ctm}}{f_{syk}} * b_{viga} * d; 0,0013 * b_{viga} * d)$$

$$\rho_{min EC8} = 0,5 * \frac{f_{ctm}}{f_{syk}}$$

Regras adicionais presentes nos regulamentos definem que nos apoios (zona crítica das vigas) a armadura inferior deve ser 0,5 vezes a armadura superior, e que o valor da taxa de armadura não deve ultrapassar um valor máximo $\rho_{máx}$. A tabela 4.11 representa as soluções de armadura determinadas para metade (por simetria) da viga referida. As figuras 4.18 e 4.19 efectuam a descrição simplificada das armaduras calculadas para os pórticos PTX2 e PTY3. A representação consiste numa simplificação definida para introduzir os casos práticos em estudo no capítulo 5.

Tabela 4. 11 – Verificações e armaduras longitudinais da viga dos pisos de PTX2

Secção	X	Solução	As, adopt	$\rho = \frac{A_{s, \text{trac}}}{b \text{ viga} * d}$	$\rho' = \frac{A_{s, \text{comp}}}{b \text{ viga} * d}$	$\rho \text{ máx}$	$\rho \text{ min}$	$\frac{A_{s, \text{trac}}}{A_{s, \text{comp}}}$	$\rho \geq \rho \text{ min}$	$\rho \leq \rho \text{ max}$
Apoio1	0m	4Φ16	8,04 cm2	0,0054	0,0054	0,0103	0,0026	Verifica!	Verifica!	verifica!
	0m	3Φ16	6,03 cm2	0,0041	0,0041	0,0090	0,0026		verifica!	verifica!
Vão1	3m	3Φ16	6,03 cm2	0,0041	0,0041	0,0090	0,0026		verifica!	verifica!
	3m	5Φ16	10,05 cm2	0,0068	0,0068	0,0117	0,0026		verifica!	verifica!
Apoio2	6m	7Φ16	14,07 cm2	0,0095	0,0095	0,0144	0,0026	Verifica!	verifica!	verifica!
	6m	4Φ16	8,04 cm2	0,0054	0,0054	0,0103	0,0026		verifica!	verifica!
Vão2	9m	2Φ16	4,02 cm2	0,0041	0,0041	0,0090	0,0026		verifica!	verifica!
	9m	4Φ16	8,04 cm2	0,0054	0,0054	0,0103	0,0026		verifica!	verifica!
Apoio3	12m	7Φ16	14,07 cm2	0,0095	0,0095	0,0144	0,0026	Verifica!	verifica!	verifica!
	12m	4Φ16	8,04 cm2	0,0054	0,0054	0,0103	0,0026		verifica!	verifica!

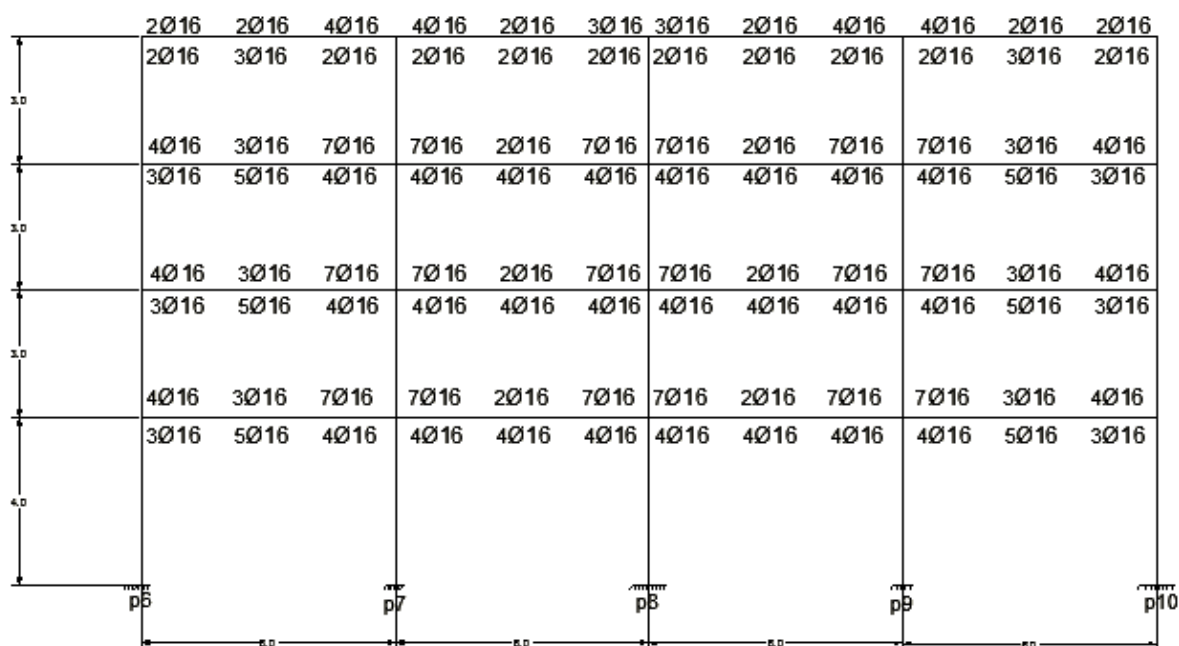


Figura 4. 18 – Armaduras nas vigas do pórtico PTX2

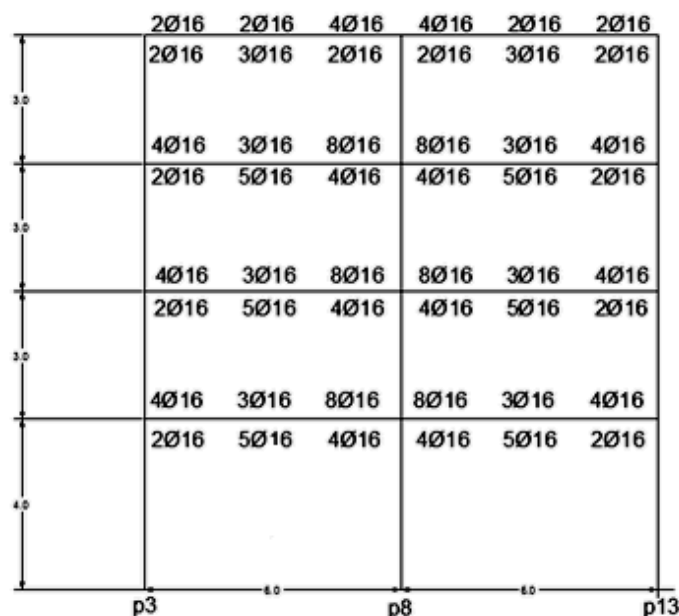


Figura 4. 19 - Armaduras nas vigas do pórtico PTY3

4.4.2.2 – ARMADURA TRANSVERSAL

Para o cálculo da armadura transversal das vigas, o primeiro passo do algoritmo consistiu no cálculo da armadura transversal necessária segundo o EC8 de acordo com as regras de capacity design. A figura 4.20 resume o descrito pelo regulamento para o caso de cálculo do confinamento para vigas.

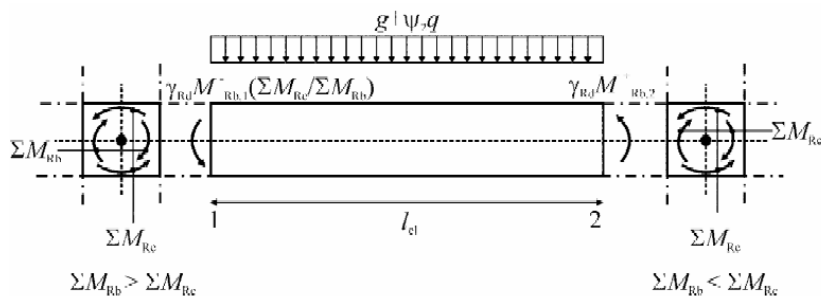


Figura 4. 20 – Determinação da armadura transversal em vigas segundo o EC8 para DCM

De acordo com a metodologia exposta na figura 4.19 e apresentada no EC8 - 1, calcularam-se os momentos M_i ($i=1$ -extremidade esquerda; $i=2$ -extremidade direita), partindo dos valores de M_{rd} das vigas calculados em 4.4.2.1. Note-se que as configurações M_i são duas em correspondência com o sentido dual da acção sísmica. Como neste ponto do algoritmo considerado para dimensionamento ainda não se conhecem os valores dos momentos resistentes, mas considerando que no mínimo o somatório destes valerá $1,3 \times$ o valor dos momentos das vigas, por imposição de Capacity Design, os valores de M_i correspondem aos valores de M_{rd} em cada extremidade. Mais ainda, este dimensionamento baseia-se nos conceitos de ductilidade média (DCM), pelo que o factor de sobre resistência do aço tem valor unitário. Desenvolveram-se novos diagramas de esforço transversal, desta

vez concordante com a combinação CQP (ver tabela 4.5) correspondente às acções gravíticas em combinação sísmica. A análise tramo-a-tramo, adicionando o esforço transversal constante resultante da variação no diagrama de momentos provocada por M, permite obter o esforço transversal de cálculo e as respectivas armaduras. Complementarmente introduziram-se as restrições relativas ao EC8 - 1, nomeadamente os aspectos relativos ao espaçamento máximo entre cintas e diâmetros mínimos, complementados pelas cláusulas do EC2 - 1.

Tabela 4. 12 – Solução de armadura transversal de acordo com o EC8

L (m)	0 --1	1--5	5--7	7--11	11--12
PTX2	Lcr1	Vão1	Lcr2	Vão2	Lcr3
Pisos	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,20$	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,15$	$\Phi 6 // 0,10$
Cobertura	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,25$	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,25$	$\Phi 6 // 0,10$
PTY3	Lcr1	Vão1	Lcr2	Vão2	Lcr3
Pisos	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,30$	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,30$	$\Phi 6 // 0,10$
Cobertura	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,30$	$\Phi 6 // 0,10$	$\Phi 6 // 0,30$	$\Phi 6 // 0,10$

4.4.3 – DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DA ESTRUTURA

O algoritmo de dimensionamento segundo o Capacity Design do EC8 - 1 encontra-se descrito neste ponto, englobando as verificações de ductilidade local, bem como as disposições e verificações de acordo com o EC2 - 1.

As zonas críticas dos pilares desenvolvem-se num comprimento igual ao dado pela equação 3.11 da presente dissertação. Dada a diferença de alturas dos pisos, 4m no primeiro e 3m nos restantes, os pilares apresentam respectivamente zonas críticas, dispostas nos extremos de cada elemento, de 0,67m no primeiro piso e 0,60m nos restantes.

4.4.3.1 – ARMADURA LONGITUDINAL

O cálculo da armadura longitudinal foi efectuado através do equilíbrio dos momentos nos nós da estrutura e impondo a deformada à estrutura através da aplicação do conceito viga-fraca, pilar-forte. Usando os momentos resistentes das vigas calculados como indicado em 4.4.2.1, efectuou-se o cálculo para flexão desviada com esforço axial, considerando para este parâmetro o valor da combinação sísmica correspondente ao 3º piso dado ser este o menor valor do esforço axial (e consequente esforço axial reduzido). Complementarmente, efectuou-se o mesmo cálculo para a zona da cobertura, visto este valor de esforço axial ser muito baixo e os momentos resistentes das vigas diferentes, verificando-se se existia sub resistência da solução calculada para os pisos. O cálculo dos momentos actuantes nos pilares foi efectuado através da majoração do somatório dos momentos resistentes nas vigas por 30%, multiplicado por um factor 0,55 para dividir o somatório pelos pilares que concorrem no nó, como indicado em [47]. A figura 4.21 representa a metodologia adoptada.

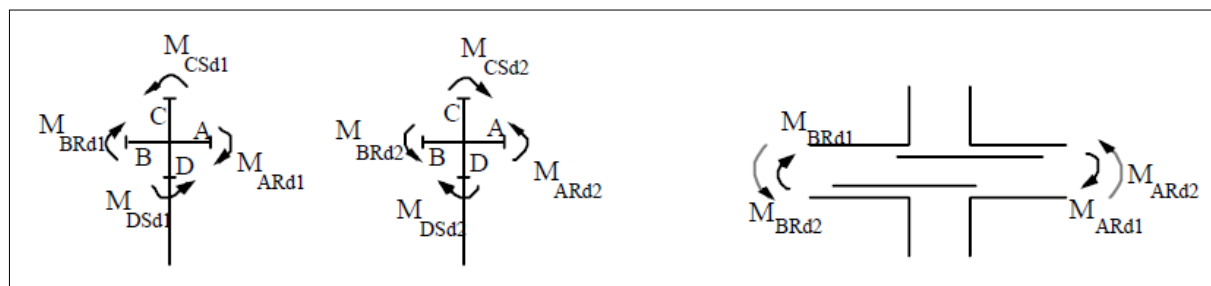


Figura 4. 21 - Cálculo de momentos actuantes nos pilares segundo Capacity Design [21]

Obtidos os valores dos momentos solicitantes para os pilares em cada direcção, dimensionou-se cada elemento através do programa de flexão composta desviada 2D DESIGN ULS. Depois de calculadas as secções, efectuaram-se as verificações relativas a pilares do EC8 - 1, nomeadamente a verificação dos valores mínimos e máximos da taxa de armadura (1% e 4% respectivamente). Calculadas as armaduras longitudinais, efectuaram-se as verificações do EC2 - 1, nomeadamente a verificação simplificada da flexão desviada com esforço axial. Verificaram-se as disposições construtivas deste regulamento e a verificação do esforço axial reduzido para estado limite último. A figura 4.22 representa as secções transversais adoptadas para os pilares dos pórticos PTX2 e PTY3.

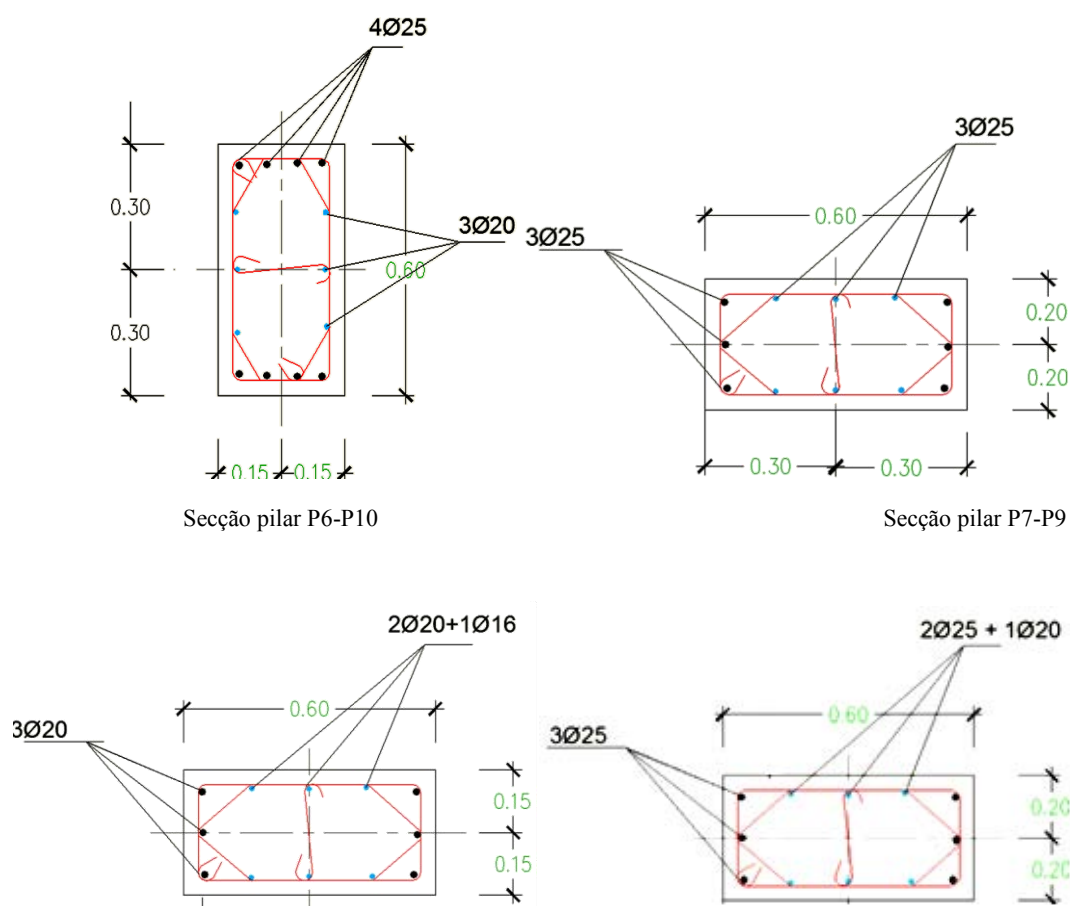


Figura 4. 22 – Representação da armadura longitudinal dos pilares dos pórticos PTX2 e PTY3

4.4.3.2 – ARMADURA TRANSVERSAL

No caso do dimensionamento da armadura transversal, seguiram-se os princípios relativos ao Capacity Design, calculando os valores de esforço transversal através dos momentos resistentes como indicado no EC8-parte 1. Embora se tenha obtido alguma variação (ainda que baixa) de valores de armadura, decidiu-se adoptar armadura uniforme nas zonas livres em todos os pilares de diâmetro 6mm e espaçamento 0,10m. No que concerne às zonas críticas (Lcr), calcularam-se os diversos valores correspondentes à armadura de confinamento exigido de acordo com a ductilidade local necessária. Partindo de uma solução conhecida de geometria do estribo, calcularam-se de acordo com o esforço axial as várias configurações de armadura transversal a colocar nas zonas críticas dos pilares. Por simplificação utilizou-se a mesma solução para todos os comprimentos críticos de cada pilar, correspondendo este valor à armadura necessária para o comprimento crítico da base da estrutura. Note-se que o diâmetro mínimo desta armadura não pode ser inferior a 6mm e o espaçamento máximo determinado, em dimensões executáveis, não pode exceder os 10cm. Adoptou-se uma solução para os pilares dos pórticos centrais, como descritos na em 4.4.1, de $\Phi 10 // 0,10$ nas zonas críticas e a já referida solução de $\Phi 6 // 0,10$ para as secções intermédias.

5

APLICAÇÃO DAS METODOLOGIAS DE SIMULAÇÃO AO CASO DE ESTUDO NO CONTEXTO DO EC8

5.1. INTRODUÇÃO

A estrutura do edifício em estudo foi dimensionada de acordo com o procedimento de análise linear do EC8 parte 1, com base em espectros de resposta. Do seu comportamento sísmico foram determinados os deslocamentos, o corte basal e os deslocamentos relativos entre pisos. Para o estudo comparativo não linear a que se propõe este trabalho, foram isolados da estrutura os dois pórticos centrais, com as características em termos geométricos e as armaduras provenientes da análise linear. A opção por um estudo mais simples, com recurso à análise bidimensional, permite um maior controlo sobre estudo dos vários parâmetros envolvidos, de modo a estabelecer de forma mais objectiva a sua comparação. O comportamento da estrutura tridimensional implica a consideração de efeitos não abordados numa análise bidimensional, nomeadamente o que concerne à torção global, que deriva da distribuição irregular da massa e da rigidez em planta, das assimetrias de resistência, da admissibilidade do funcionamento das lajes como diafragma rígido capaz de distribuir as forças de inércia. Mais ainda, o modelo tridimensional engloba o efeito da interacção inelástica que deriva da flexão desviada, com relevo na amplificação da resposta não linear quando o limite elástico é atingido numa das direcções [24]. Porém, como a estrutura em estudo apresenta simetria e os primeiros modos de vibração são puros em cada direcção e mobilizam grande parte da massa, admite-se que o estudo destes pórticos permita obter com aproximação adequada os deslocamentos reais que a estrutura sofreria quando sujeita a uma acção sísmica. Desta forma, é possível estabelecer um paralelismo entre a análise simplificada introduzida, a análise tridimensional não linear e a modelação linear, discutindo-se a validade dos parâmetros referidos no capítulo anterior.

O presente capítulo efectua a aplicação das metodologias de análise não linear aos pórticos centrais do edifício, num estudo isolado da estrutura. São aplicados os conceitos e formulações descritos no capítulo 3, realizando-se a comparação entre os modelos de plasticidade distribuída e de plasticidade concentrada. Com efeito, a estrutura usada nas referências analíticas aplica-se também a este ponto do trabalho. Numa primeira fase calculam-se os modelos dos materiais utilizados para a modelação das estruturas, aplicando-se as leis de comportamento referenciadas na secção 3.3. Num ponto seguinte é abordada a modelação seccional, através da discriminação em fibras, dos vários elementos e secções da estrutura. Obtidos os resultados de arranque e preparação, efectua-se num ponto seguinte a abordagem do modelo de plasticidade distribuída, discutindo-se a sensibilidade do modelo a vários parâmetros e as suas implicações na convergência numérica, fazendo uso da plataforma OPENSEES

[49]. Os pontos seguintes abordam os modelos simplificados com base em plasticidade concentrada, analisados no programa usado para a modelação em fibras (i.e. OPENSEES), discutindo-se a sensibilidade dos modelos a alguns parâmetros e a influência na convergência e nos resultados obtidos das estratégias seguidas. A comparação com o modelo de plasticidade distribuída é feita gradualmente ao longo da apresentação dos resultados obtidos com modelo de rótula plástica. A análise sísmica é efectuada com base em análises estáticas (static pushover analyses) e análises dinâmicas não lineares por integração no tempo (dynamic time history analysis).

5.2. DESCRIÇÃO DAS SUBESTRUTURAS PARA ANÁLISE NÃO LINEAR

A geometria dos pórticos, bem como as armaduras correspondentes, foram indicadas no capítulo anterior, podendo ser consultadas na figura 4.23 e seguintes do mesmo. Deste modo fica definida a rigidez elástica da estrutura, quer em termos materiais como geométricos. A metodologia de isolamento e estudo individual dos pórticos consistiu essencialmente na determinação das cargas equivalentes para cada subestrutura. Estas solicitações resumiram-se a cargas distribuídas aplicadas nas vigas e cargas concentradas aplicadas nos nós dos pórticos.

5.2.1 – DETERMINAÇÃO DAS CARGAS DISTRIBUÍDAS EQUIVALENTES

A determinação das cargas equivalentes às cargas distribuídas por área de laje consistiu na definição de uma banda com largura igual a meio-vão do elemento de superfície. As figuras 5.1 e 5.2 descrevem a geometria das áreas de influência calculadas. Para a determinação da carga vertical em cada pórtico, considerou-se que a carga vertical se distribui igualmente pelos pórticos da estrutura.

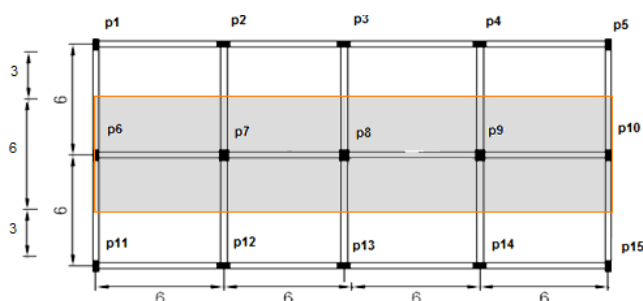


Figura 5. 1 – Banda de influência de cargas verticais para PTX2

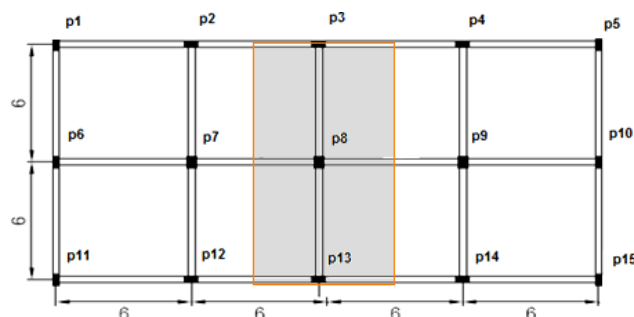


Figura 5. 2 – Banda de influência de cargas verticais para PTY3

As cargas distribuídas por metro de viga, e a respectiva metodologia de cálculo, foram agrupadas na tabela 5.1. A carga distribuída resultante consiste na aplicação da combinação quase permanente (CQP), uma vez que esta corresponde à situação regulamentar de consideração das cargas gravíticas. Os coeficientes de combinação, como já se referiu, podem ser consultados na tabela 4.5.

Tabela 5. 1 – Cargas distribuídas por metro de viga aplicadas aos pórticos

DISTRIBUIÇÃO UNIFORME					
Carga	PPLAJE	REVEST	DIVISORIAS	UTILIZAÇÃO	PPVIGA
VALOR (kN/m)	24	9	12	$\psi_2=0.4$ 18	4,125
CARGA DISTRIBUIDA NAS VIGAS					
	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1	
PCQP (kN/m)	37,125	56,325	56,325	56,325	

5.2.2 – DETERMINAÇÃO DAS CARGAS CONCENTRADAS

Para uma modelação adequada das cargas verticais nos pórticos isolados, calcularam-se as forças concentradas resultantes do peso próprio das vigas perpendiculares ao pórtico estudado, bem como as respectivas cargas distribuídas aplicadas nestas vigas, devido ao peso de paredes exteriores ou murete da cobertura. Foram ainda definidas as cargas devido ao peso próprio dos pilares. O cálculo das forças devidas às vigas perpendiculares e muros/paredes foi efectuado modelando uma estrutura simples, com as secções dos pilares, ligados por viga, de modo a estabelecer caminhos de carga aproximados aos reais. As figuras 5.3 e 5.4 representam a designação atribuída a cada um dos nós em cada pórtico da estrutura. A tabela 5.2 representa as cargas aplicadas aos nós da estrutura PTY3 e de PTX2, de acordo com as atribuições da figura 5.3 e 5.4.

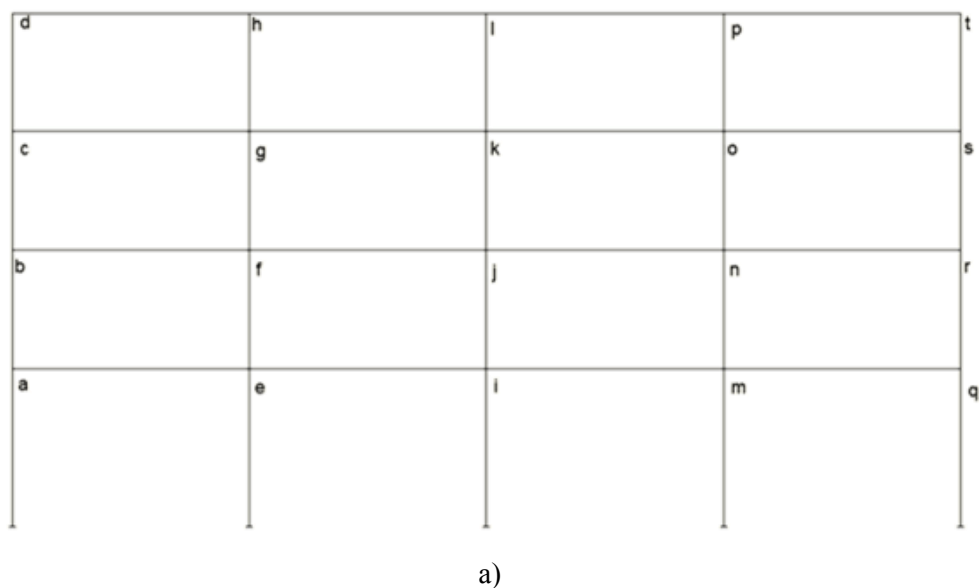


Figura 5. 3 – Representação dos nós do pórtico ptx2

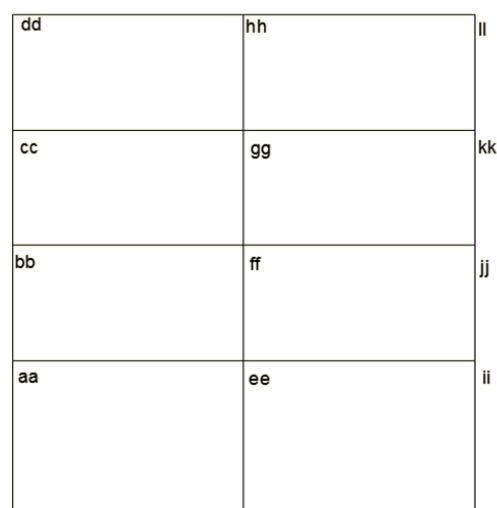


Figura 5. 4 – Representação dos nós do pórtico pty3

Tabela 5. 2 – Cargas concentradas equivalentes

Nó	Carga (kN)	Nó	Carga (kN)	Nó	Carga (kN)	Nó	Carga (kN)	Nó	Carga (kN)
a	80,59	h	29,05	o	47,05	bb	73,40	ii	73,40
b	80,59	i	47,05	p	29,05	cc	73,40	jj	73,40
c	80,59	j	47,05	q	80,59	dd	36,16	kk	73,40
d	27,37	k	47,05	r	80,59	ee	42,00	ll	36,16
e	47,05	l	29,05	s	80,59	ff	42,00		
f	47,05	m	47,05	t	27,37	gg	42,00		
g	47,05	n	47,05	aa	73,40	hh	24		

Relativamente às massas da estrutura, estas foram atribuídas de acordo com as cargas: massas distribuídas ao longo das vigas e massa concentradas nos nós equivalentes às cargas da mesma tipologia. Os valores obtidos (em toneladas) consistem na divisão das cargas pelo valor da aceleração da gravidade, $9,81\text{m/s}^2$.

5.2.3 – DETERMINAÇÃO DO PADRÃO DE CARGA LATERAL PARA ANÁLISE PUSHOVER

Referiu-se no início do presente capítulo que as comparações a que se propõe este estudo tem por base as conclusões de dois tipos de análise: a análise estática não linear (pushover), caracterizada por um padrão de forças laterais aplicadas à estrutura e a análise no tempo através da aplicação de uma acelerograma.

Para efectuar a análise pushover, definiu-se um valor de carga lateral equivalente ao peso de cada piso. Para tal, calculou-se o peso total de cada piso, através das cargas distribuídas e concentradas. Após o cálculo do peso de cada piso, calculou-se o somatório dos pesos dos pisos. Calcularam-se ainda o valor das quantidades dadas pelo produto do peso de cada piso pela respectiva altura, e o respectivo somatório global. O valor da carga aplicada por piso foi obtido através da equação 5.1.

$$F_j = \frac{W_i H_i}{\sum_{i=1}^n (W_i H_i)} * \sum_{i=1}^n W_i, \text{ com } n = n^\circ \text{ de pisos} \quad (5.1)$$

A metodologia da análise pushover seguida neste trabalho com recurso ao programa OPENSEES aplica as cargas estáticas à estrutura de forma incremental, existindo no entanto um controlo do deslocamento do topo da estrutura. Este está limitado a um valor pré-definido, o qual se definiu como 10% do drift global dos pórticos, ou seja, 1,3m.

5.2.4 – DEFINIÇÃO DOS ACELEROGRAMAS

A definição dos acelerogramas para o estudo em análise no tempo foi efectuada através do procedimento definido no ponto 3.2.2.2 desta dissertação. A geração foi feita para o espectro de acção Tipo 1, visto se ter verificado ser esta a acção condicionante em dimensionamento. Geraram-se 7 acelerogramas de 30s; o acelerograma EQ04 está representado na figura 5.5.

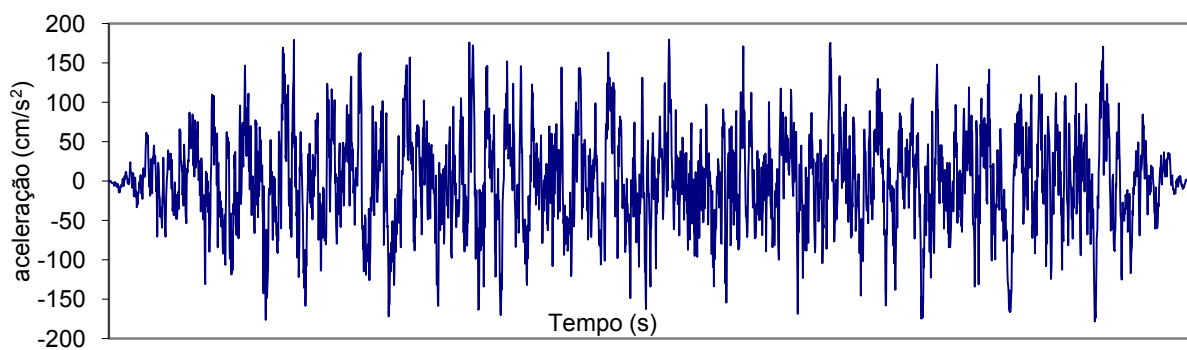


Figura 5. 5 – Acelerograma EQ04

5.3 – MODELAÇÃO DAS SECÇÕES: DISCRETIZAÇÃO EM FIBRAS

Em ambas as metodologias de modelação do comportamento não linear, seja com plasticidade distribuída ou concentrada, as zonas cujo comportamento se admite que envolva incursões não lineares foram modeladas através de secções compostas por uma malha de fibras às quais corresponde um dado material caracterizado por uma curva de comportamento, como se descreveu nos pontos 3.3 a 3.5 da presente dissertação. A malha de fibras considerada para modelar as estruturas foi efectuada de acordo com as ferramentas disponíveis no programa OPENSEES.

A definição da malha de fibras adoptada teve em consideração o facto das actuais ferramentas computacionais permitirem uma maior discretização da secção obtendo-se, consequentemente, maior rigor nos resultados de integração, à custa de tempos de cálculo suportáveis. Neste contexto, a secção foi dividida em cinco partes de acordo com o representado na figura 5.6.

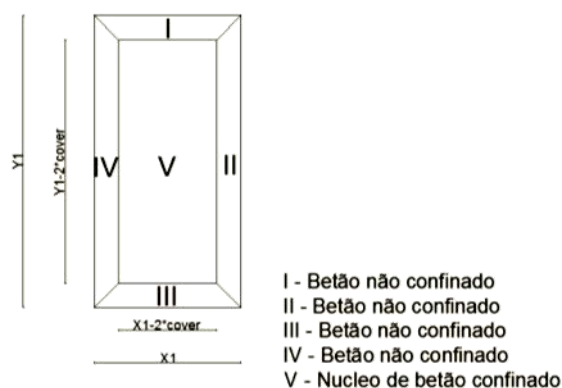


Figura 5. 6 – Descrição das diferentes áreas de discretização da secção

Como se pode verificar na figura, foram definidas quatro áreas correspondentes às zonas exteriores às cintas da armadura transversal, onde se considerou o estado não confinado do betão, com as características distintas do confinado, como se referiu em 4.3. O núcleo central (V) foi dividido em 900 fibras, correspondendo a 30 fibras em cada direcção. As áreas restantes foram divididas em 30 fibras, correspondendo a 30 elementos na maior dimensão e 1 elemento na menor. Note-se que a largura destes elementos foi considerada em todas as secções como 0.05m, de modo simplificado, representando a distância do limite da secção até ao centro de gravidade de um varão longitudinal de aço potencialmente colocado no limite da fibra. No que concerne à modelação da armadura, colocaram-se as respectivas fibras através de camadas de aço ao longo dos alinhamentos de separação entre o núcleo de betão confinado e as áreas de betão não confinado. A opção de discretização mais concentrada no núcleo adoptada é coerente com a importância desta área no comportamento não linear das secções, como foi demonstrando ao longo do capítulo 3 da presente dissertação. No caso das vigas dos pórticos centrais, considerou-se a modelação através duma secção equivalente ao T formado pela laje e a viga. Para os valores de armadura considerados nas vigas, o efeito de assimetria no diagrama momento-curvatura referida no ponto 3.3.1 da presente dissertação não se prevê considerável, como indicam os resultados experimentais referidos. Apesar de possível, a definição das propriedades geométricas de uma secção em T em fibras levantou algumas dúvidas dos quais resultaria um menor controlo do comportamento seccional, pelo que se adoptou a secção equivalente referida em 4.3.2.1. Note-se no entanto que foi desprezado o efeito de confinamento das abas, definindo-se a secção teórica ($0,30 \times 0,55 \text{ m}^2$) com as camadas descritas na figura 5.6, espessando-se as camadas de betão não confinado nas áreas II e IV até ao valor de b_{eff} (para os pórticos centrais igual a 0,58m). As armaduras foram colocadas igualmente numa camada apenas no comprimento de fronteira confinado/não confinado, correspondente com o valor b real da viga.

5.4 – MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO MATERIAL

Os modelos gerais de comportamento material usados na presente dissertação foram analisados no ponto 3.4 desta dissertação. No que concerne ao betão, que se referiu como sendo da classe C25/30, usaram-se nas curvas os valores médios de acordo com o EC2- 1, como referido, citando o EC8, em 3.2. As configurações de betão confinado foram obtidas através da consideração das soluções de armadura transversal consideradas, de acordo com o referido em 4.4.3.2.

No caso do aço, considerou-se a tensão média de cedência como valor característico de S500, 500MPa. O módulo de elasticidade médio foi considerado com valor de 206GPa. Os pontos seguintes descrevem os materiais modelados nas secções de fibras dos pórticos PTX2 e PTY3.

5.4.1 – MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: OPENSEES

O programa utilizado nas simulações documentadas neste trabalho (i.e. OPENSEES [41]) dispõe de uma biblioteca de materiais predefinidos e um conjunto de fenómenos referidos anteriormente no ponto 3.4 cuja incorporação pode ser efectuada. A presente dissertação não aborda a sensibilidade à modelação material, pelo que se adoptaram modelos simples. Desta forma, o modelo usado para a caracterização dos betões consistiu no material concrete01, definido no programa, que tem por base a envolvente de Kent-Park definida em 3.4.2.1 e a histerese de Karsan-Jirsa referida em 3.4.2.2. A título indicativo, note-se que o programa dispõe de modelos com incorporação da tracção no betão e com diferentes considerações de degradação da resistência do betão. Na base das considerações efectuadas no capítulo 3 não se considerou tal comportamento (tracção), dada a previsível simplificação na análise, concentrando a comparação na modelação da plasticidade.

Relativamente ao aço, considerou-se o modelo steel02, que consiste na modelação simples do comportamento do aço através do modelo de Giuffré-Menegotto-Pinto (GMP) definido no ponto 3.4.1 desta dissertação. O programa dispõe ainda de um modelo simplificado composto por uma envolvente bilinear uniaxial com endurecimento cinemático (steel01) e de um modelo complexo especificamente definido para simulação de armaduras de secções de betão armado que possibilita a incorporação de fenómenos de encurvadura, fadiga do aço, endurecimento cíclico, entre outros. O maior controlo e o uso em vários estudos do modelo de GMP levou à sua consideração para modelação do comportamento do aço.

5.4.2 – MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: BETÃO NÃO CONFINADO E BETÃO CONFINADO

A análise das equações descritas em 3.4.2.1 demonstra que o comportamento do betão está essencialmente dependente dos parâmetros tensão de pico e correspondente extensão, tensão residual e respectiva extensão. A obtenção destes valores, por outro lado, obedece à definição de dois parâmetros essenciais: k e z . Estes parâmetros, como se demonstrou no ponto supra referido, dependem da geometria da secção transversal e da solução de confinamento adoptada. Este último facto implica que no caso dos pilares, seja necessário impor dois tipos de betão confinado por cada solução geométrica (um pilar apresenta dimensões $0,3 \times 0,6 \text{ m}^2$ e o outro $0,4 \times 0,6 \text{ m}^2$), correspondentes às soluções de armadura transversal para zonas críticas e para zonas intermédias, sendo que nas vigas se considerou uma solução constante de confinamento mantendo o valor referente às secções críticas.

A definição do diagrama de comportamento do betão não confinado foi feita através das equações 3.19 e 3.20 desta dissertação. O valor da tensão de pico do betão, f_c , corresponde a 33MPa, o valor da tensão média de resistência à compressão do betão de acordo com o EC2 - 1. O mesmo regulamento define que a extensão correspondente deve ser considerada com o valor 0,22%. O valor da extensão residual é obtida pelas equações para o valor de f_{cr} de acordo com o descrito em 3.4.2.1. A tensão correspondente obtém-se através das equações supra referidas. A figura 5.7 representa o diagrama de betão não confinado usado bem como os respectivos parâmetros.

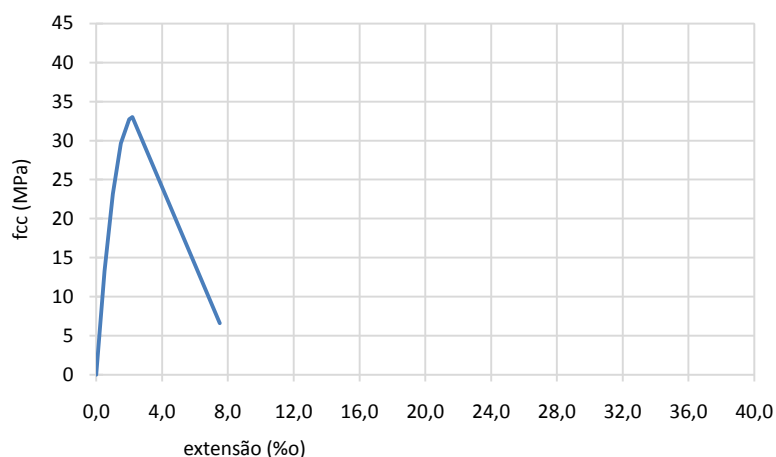


Figura 5. 7 – Diagrama tensão - extensão do betão não confinado

No caso do betão confinado, aplicaram-se directamente as equações referidas anteriormente, considerando a extensão máxima igual ao valor dado pela equação 3.21. Os valores de p_v usados correspondem às configurações de armadura transversal dos pilares representadas simplificada na figura 4.24, com as soluções de armadura definidas no ponto seguinte. No caso das vigas o valor foi calculado com um estribo rectangular colocado na zona da secção da viga teórica. A tabela 5.3 representa os vários betões modelados e as suas características.

A figura 5.8 representa o diagrama correspondente ao betão confinado adoptado para as vigas em todo o seu comprimento, de acordo com as equações definidas no capítulo 3. A tensão residual f_{cr} foi considerada com o valor de 20% da tensão de pico f_{cc} .

Tabela 5. 3 – Parâmetros de definição dos materiais betão não confinado e betão confinado

Secção	Asw	Asw (m2)	S (m)	P (m)	p_v	k	z	f_{cc}	Espc0	f_{cr}	epsr
P1	$\phi 10//10$	7,85E-05	0,1	2,6	0,0204	1,309	21,95	43,21	0,0029	8,64	0,0386
P1	$\phi 6//10$	2,83E-05	0,1	2,6	0,0074	1,111	56,06	36,68	0,0024	7,34	0,0165
P2	$\phi 10//10$	7,85E-05	0,1	2,8	0,0147	1,222	24,79	40,33	0,0027	8,07	0,0345
P2	$\phi 6//10$	2,83E-05	0,1	2,8	0,0053	1,080	62,68	35,64	0,0024	7,13	0,0150
Viga	$\phi 6//10$	2,83E-05	0,1	1,3	0,0041	1,062	51,10	37,08	0,0025	7,42	0,0179

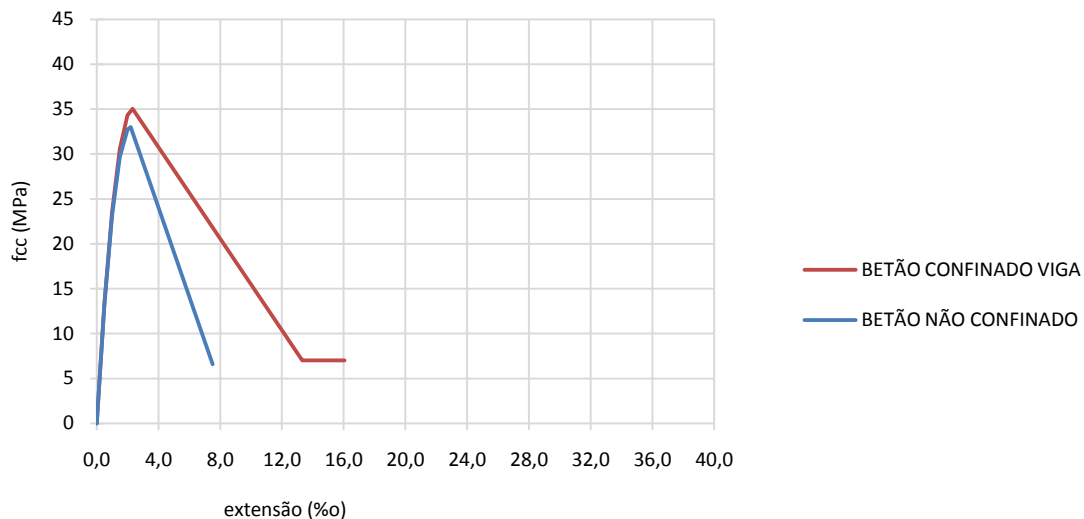


Figura 5. 8- Diagrama do betão confinado nas vigas e comparação com não confinado

Como se pode observar na figura 5.8, é notório o efeito introduzido pelo confinamento, confirmando a maior resistência e ductilidade prevista. Note-se que o facto de os pilares apresentarem configurações transversais de estribos em maior perímetro (2 cintas por secção) leva a um maior grau de confinamento, mais notório nas zonas críticas, uma vez que as considerações de ductilidade local do EC8 assim o impõem. Deste modo deduz-se, e comparando com as situações verificadas no capítulo 2 em casos reais, que a ductilidade destas secções é reforçada, impedindo o esmagamento do betão ou a propagação de fendas de corte que levariam ao colapso da capacidade de rotação da rótula plástica. A figura 5.9 compara o betão confinado de um pilar com o de uma viga, de modo a demonstrar em termos de ductilidade local a filosofia seguida pelo regulamento.

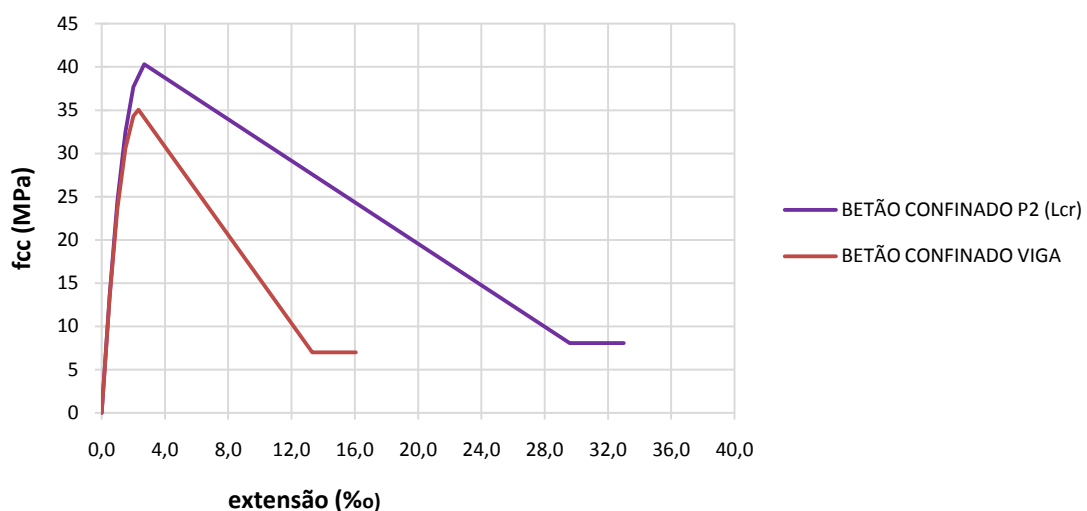


Figura 5. 9 – Comparação do confinamento local de um pilar na zona crítica e de uma viga da estrutura

A modelação da histerese adoptada foi referida no capítulo 3, seguindo o modelo de Karsan e Jirsa. A importância deste parâmetro é menor em relação à envolvente, como se justificou em 3.3 desta dissertação, pelo que a sua definição foi implementada automaticamente no programa.

5.4.3 – MODELAÇÃO DOS MATERIAIS: AÇO

O modelo seguido para o aço como foi referido consistiu no modelo de GMP. Apesar de o programa permitir a introdução de endurecimento cíclico isotrópico, este não foi considerado no presente trabalho por questões de simplicidade e controlo da modelação. Deste modo, a envolvente foi definida através do valor de resistência f_{sy} igual a 500MPa, igual ao valor característico do material. O valor do módulo de elasticidade considerado foi de 206GPa, o que corresponde a uma extensão de cedência, ϵ_{sy} igual a 0,243%. Considerou-se um endurecimento de 1% e extensão máxima de 10%. O modelo de GMP presente no OPENSEES é definido através do parâmetro $R0$, referido em 3.4.1, igual a 18 que consiste no valor sugerido pelos autores. O OPENSEES refere 2 parâmetros adicionais, $cR1$ e $cR2$ para definir a curva, sugerindo valores calibrados numericamente, como sugerido em [61], iguais a 0,925 e 0,15. A validade destes parâmetros foi analisada através das referências bibliográficas referidas, as quais correspondem à simulação dos efeitos referidos em 3.4.1. A figura 5.10 representa o modelo considerado na análise.

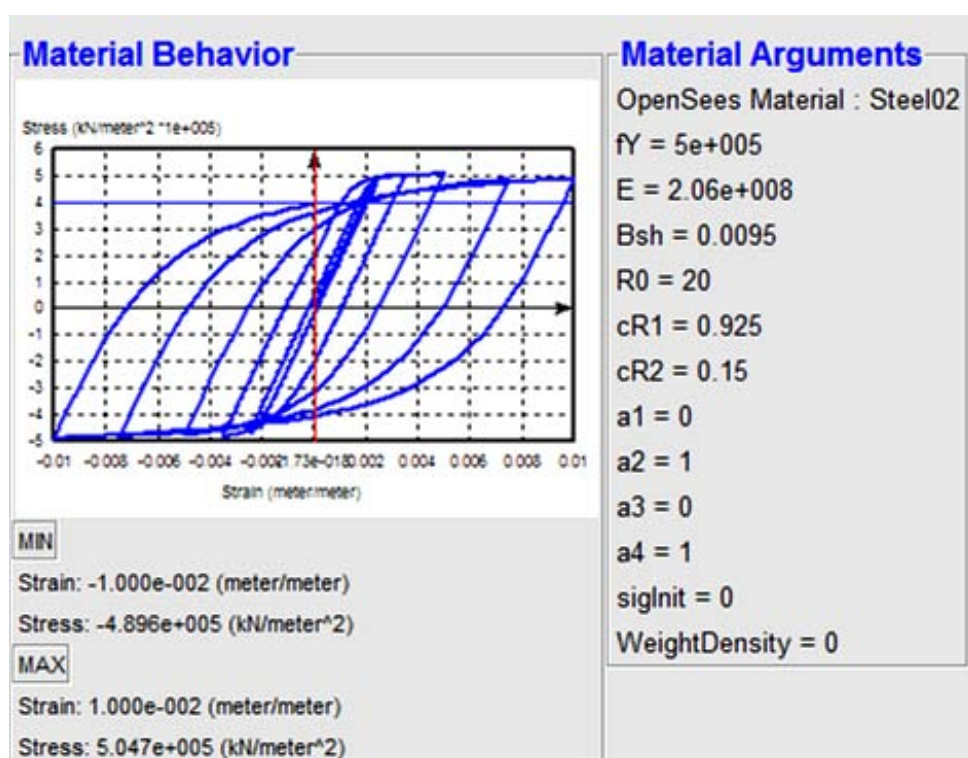


Figura 5. 10 – Diagrama e características do modelo de comportamento histerético adoptado para o aço

5.5 – MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

Neste ponto abordam-se os modelos de plasticidade distribuída como ponto de partida para a comparação a que se propõe a presente dissertação. De acordo com a abordagem teórica efectuada, e considerando tanto a análise estática como a integração no tempo, com base no estudo da formulação analítica inerente, distinguem-se duas situações: os modelos de plasticidade distribuída com base em deslocamentos (DB) e os modelos com base em forças (FB). Abordam-se com maior detalhe os modelos DB, dada a sua maior especificação na formulação, em detrimento do modelo FB onde

apenas se efectua uma iteração de cálculo com base nos dados bibliográficos disponíveis. Note-se que a comparação exaustiva das duas formulações não faz parte do âmbito deste trabalho, sendo apenas abordada a formulação FB devido à modelação de um dos elementos de rótula plástica e como objecto de calibração/comparação de resultados. Em todos os estudos são considerados os efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$). Consideraram-se nas análises um conjunto de índices chave para determinação do desempenho sísmico da estrutura quer a nível global, quer a nível local. Os seguintes aspectos foram abordados em cada uma das metodologias de análise:

PUSHOVER: a nível global, representação da curva de comportamento global corte basal – deslocamento de topo, da deformada para os níveis 1, 2, e 6% do drift total e dos valores máximos dos drifts entre pisos. A nível local, monitorização de algumas rótulas da estrutura, em geral as rotulas da base e do topo dos pilares do primeiro piso, das vigas do primeiro piso e da cobertura. Esta monitorização é efectuada através da representação do diagrama momento curvatura, da evolução das curvaturas de acordo com o deslocamento do topo e das evoluções tensão extensão de uma fibra de betão confinado (em geral a fibra junto ao limite entre as camadas de betão confinado e não confinado) e uma fibra da armadura.

TIME-HISTORY: a nível global representação da história de deslocamentos dos vários pisos das estruturas, bem como a evolução temporal do corte basal. Particularizando a análise para o instante de deslocamento máximo do topo, é representada a deformada e os drifts obtidos no instante referido. A nível local, e para as mesmas secções referidas na análise estática, são controladas a resposta em momento curvatura, a história de curvaturas e as ductilidades exigidas.

5.5.1 – MODELO DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA EM DESLOCAMENTOS - DISCRETIZAÇÃO

Um dos principais aspectos teóricos relativos aos modelos de plasticidade distribuída em DB consiste na malha de elementos considerada. No capítulo 3 desta dissertação foi referida a linearidade das curvaturas introduzida pelas funções de forma nas metodologias DB. Ora, este efeito, como se compreende, leva à necessidade de divisão de cada elemento num conjunto suficiente de sub elementos de forma a aproximar a curvatura, que apresenta em geral andamentos muito irregulares, da forma real. O estudo inicial dos pórticos teve como objectivo estabelecer o grau de discretização que levasse à tradução do comportamento da estrutura. Como objectivo inicial, e partindo da premissa de base desta dissertação – concentração da não linearidade nas zonas de extremidade dos elementos – começou-se por definir um grau de discretização maior nestes locais, de modo a captar com rigor em DB a inelasticidade. Como resultado inicial, considerou-se uma solução com um elemento nas zonas críticas dos pilares e um tramo interior de ligação, ambos com comportamento não linear, o mesmo sendo disposto para as vigas. A solução indicada implica o desenvolvimento da curvatura nos três tramos com pendente linear. Embora fosse previsível, pela lógica da formulação que esta discretização não fosse suficiente, usou-se esta solução como início para balizamento dos refinamentos seguintes. O comprimento do elemento da zona crítica foi definido de acordo com o indicado no EC8, nos pilares igual a 0,67m no primeiro piso e 0,60 nos restantes, e nas vigas 0,55m. Nesta iteração (modelo DB EC8), como em todas as discretizações efectuadas, os elementos foram dotados de dois pontos de integração. Embora seja possível colocar maior número de pontos, não se considerou tal hipótese uma vez que, como a formulação se baseia na integração de Gauss-Lobatto, com resultados precisos em dois pontos situados nas extremidades de cada elemento, os restantes resultados seriam obtidos por

interpolação, contrariando a precisão desejada. A figura 5.11 representa a curva corte basal – deslocamento de topo (designada neste trabalho por BSTD) obtida para a configuração referida para PTY3. O deslocamento do topo foi representado em % do drift global do pórtico, através da relação do seu valor com a altura.

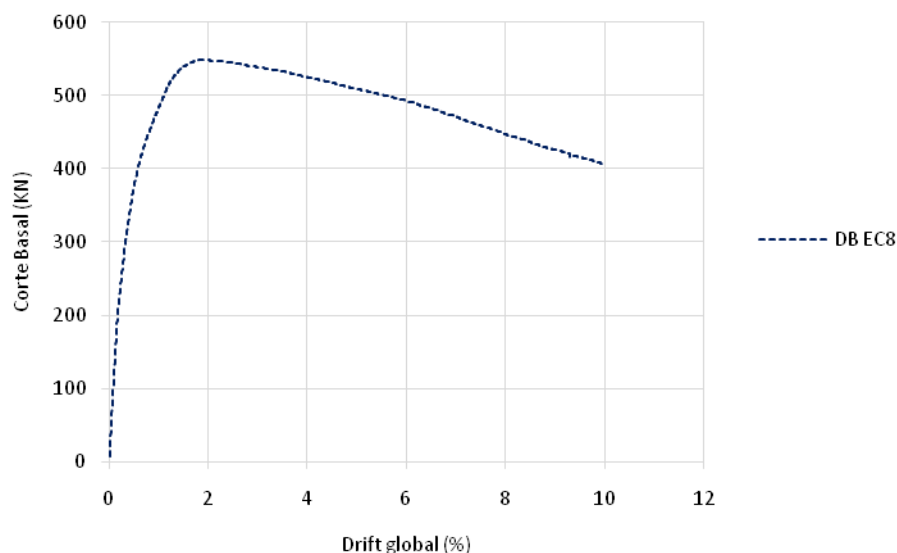


Figura 5. 11 – Curva BSTD para discretização inicial

A curva apresenta corte basal máximo resistente de 550 kN, pico atingido aproximadamente para 0.25 m de deslocamento no topo, o que equivale a aproximadamente 2% do drift global. Após o pico, a curva apresenta degradação da resistência, para maiores deslocamentos. Adoptando como medida de ductilidade global o deslocamento obtido entre o corte basal de pico e um abaixamento de 10%, verifica-se que o modelo retrata uma situação de elevada ductilidade pós pico.

A solução de refinamento posterior (modelo DB 0.25) consistiu numa malha com maior refinamento nas zonas críticas, mantendo o tramo interior com maior comprimento. A definição de pequenos elementos, com 0,25m cujo comprimento é no mínimo igual à menor dimensão das secções permite, em teoria, uma representação mais realista das curvaturas. O comprimento total, apesar de exceder a zona crítica, permite no entanto captar e incluir na curvatura os fenómenos de variação e inversão do sinal do momento flector nas vigas. Definiu-se no modelo um conjunto de dois elementos nas zonas críticas dos pilares (e considerando que em geral as várias propostas para L_{cr} se encontram entre $0.5H$ e H da secção, como referido no capítulo 3) e três elementos nas zonas críticas das vigas. Consiste portanto numa malha de 3+1+3 elementos nas vigas e 2+1+2 elementos nos pilares. A figura 5.12 representa a curva BSTD para a configuração com elementos de 0,25m para o pórtico PTY3, juntamente com os resultados da figura 5.11.

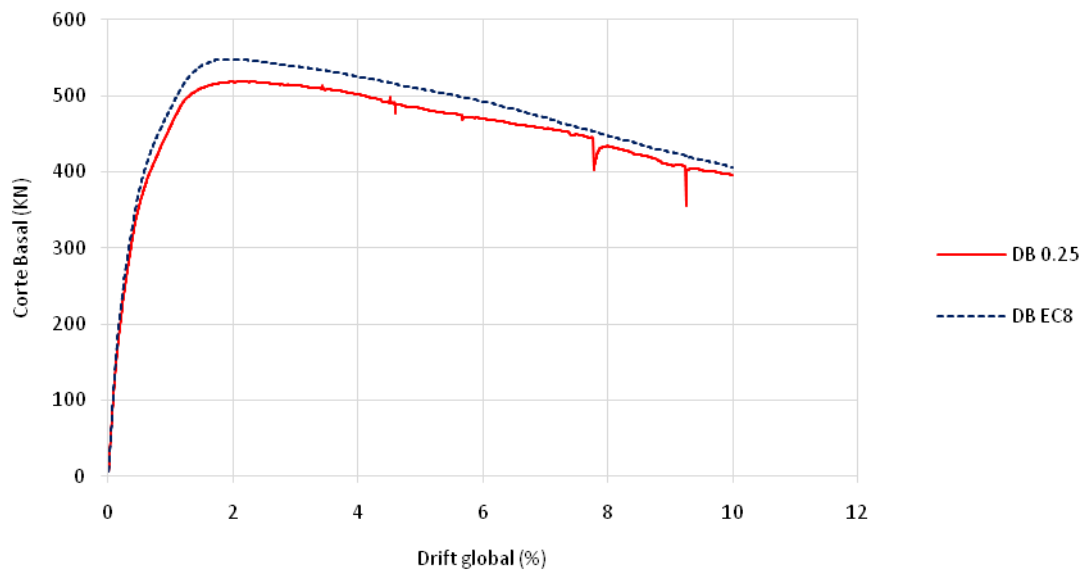


Figura 5. 12 - Comparação entre as curvas BSTD dos modelos DB 0.25 e DB EC8.

Na análise dos gráficos da figura 5.12, relativos à comparação entre as discretizações anteriormente referidas, verifica-se um abaixamento do corte basal de pico, cujo valor baixa 50 KN. A degradação do corte basal no ramo seguinte segue um caminho aproximadamente paralelo à discretização com um elemento. Verifica-se que a ductilidade global, medida como referido para DB EC8, se mantém na mesma magnitude. A figura 5.13 representa a evolução da curvatura da secção correspondente ao primeiro ponto de integração na base do pilar P3 com o deslocamento de topo.

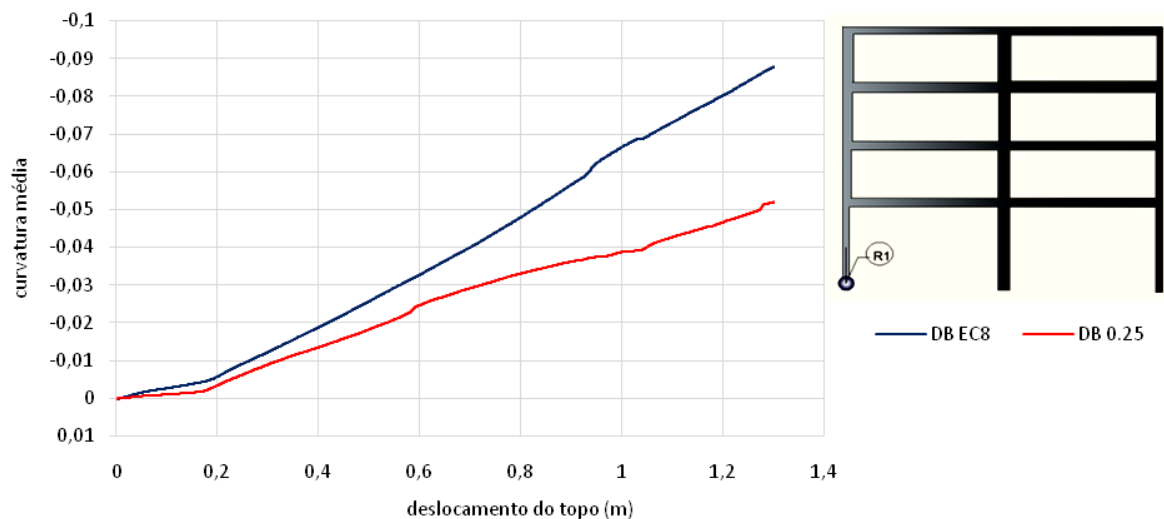


Figura 5. 13 – Evolução da curvatura média da rótula R1 da base de P3 nos modelos DB EC8 e DB0.25

A comparação das duas curvas demonstra a diferença de valores de curvatura média, com um valor 50% inferior no caso do modelo DB 0.25, o que já remete para o considerável erro de computação da curvatura utilizando apenas um elemento de largas dimensões. A grande alteração surge, como se observa, nos caminhos de evolução da curvatura, o que demonstra a influência da discretização nesta

zona e confirma a premissa de concentração da não linearidade. O facto de se utilizar este tipo de discretização permite ainda um estudo da evolução da curvatura por três tramos lineares, sendo possível verificar um potencial desenvolvimento da zona inelástica de extremidade e calcular o respectivo comprimento da rótula plástica.

Embora a discretização anterior já demonstrasse valores potencialmente aceitáveis para a análise não linear, a elevada dimensão do elemento interior de ligação remetia para uma variação das curvaturas instável e sem representação da situação real. Como critério para a definição do novo modelo (DB0.5) considerou-se que cada elemento deveria ter dimensão da ordem da maior dimensão das secções. Mais ainda, e segundo o estudo de Zeris et al. [49], as formulações FB e DB convergem em valores de pico se a discretização dos pilares for feita com um mínimo de 10 elementos. Adoptou-se uma malha com 10 elementos nos pilares, correspondendo a 2 elementos em cada extremidade com 0,25m e a divisão do tramo interior até perfazer o número total de elementos referido. Nas vigas adoptou-se a discretização com 3 elementos de 0,25m em cada extremidade e o tramo central dividido em 9 elementos de 0,50m.

A figura 5.14 representa as curvas BSTD das modelações DB0.25 e DB0.5 para o pórtico PTY3, enquanto a figura 5.15 refere os mesmos resultados relativos a PTX2.

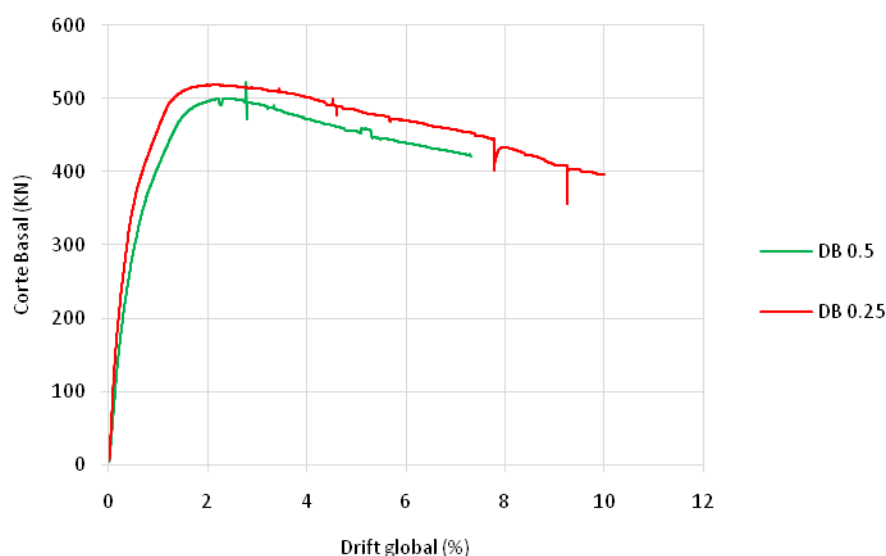


Figura 5. 14 – Comparação das curvas BSTD dos modelos DB0.25 e DB0.5 para o pórtico PTY3

Os gráficos de BSDT relativos ao pórtico PTY3 demonstram que, considerando a discretização mais completa, as curvas deixam de ser coincidentes no troço inicial, revelando-se menor rigidez da estrutura através da inclinação inferior da curva. O pico sofre igualmente abaixamento de 5%, diferença que se mantém ao longo do ramo de degradação subsequente. Ambas as curvas apresentam fenómenos de instabilidade numérica, representados nas descargas do valor de corte basal. Estes fenómenos podem estar associados aos métodos numéricos utilizados, uma vez que a diminuição do incremento usado na metodologia pushover permite a resolução de alguns destes picos, com alteração óbvia no tempo de cálculo. Como a diferença de resultados entre refinamentos em termos de corte

basal de pico não excede os 5%, considerou-se que este modelo correspondia a uma solução aceitável para representação do modelo de plasticidade distribuída.

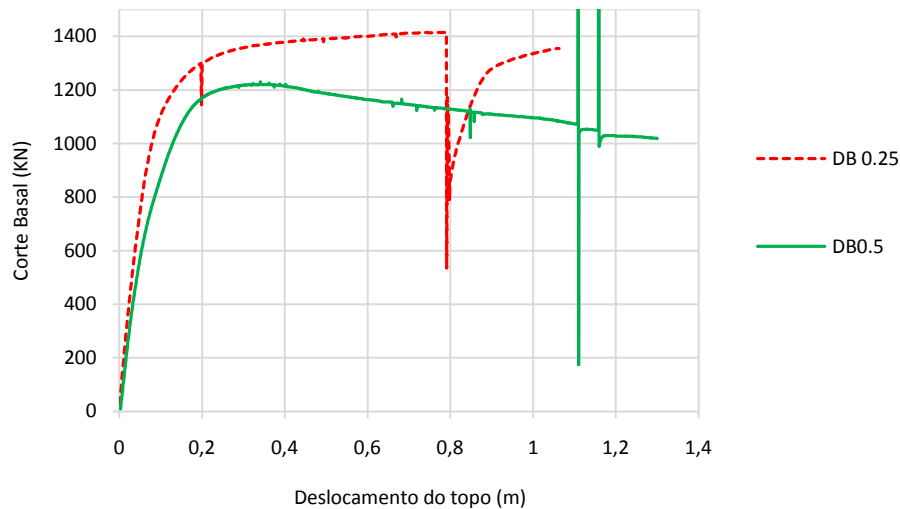


Figura 5. 15 - Comparação das curvas BSDT dos modelos DB0.25 e DB0.5 para o pórtico PTX2

No caso do pórtico PTX2, como documenta a figura 5.15, a discretização DB0.25 atinge um valor de pico inicial e segue num ramo de inclinação crescente, sem incorporação do efeito dos deslocamentos de segunda ordem, como se refere no ponto seguinte. A discretização DB0.5 capta este efeito de abaixamento do valor de pico do corte basal. A diferença entre corte basal de pico é de 11%. Também neste pórtico de considerou a discretização DB 0.5 representativa.

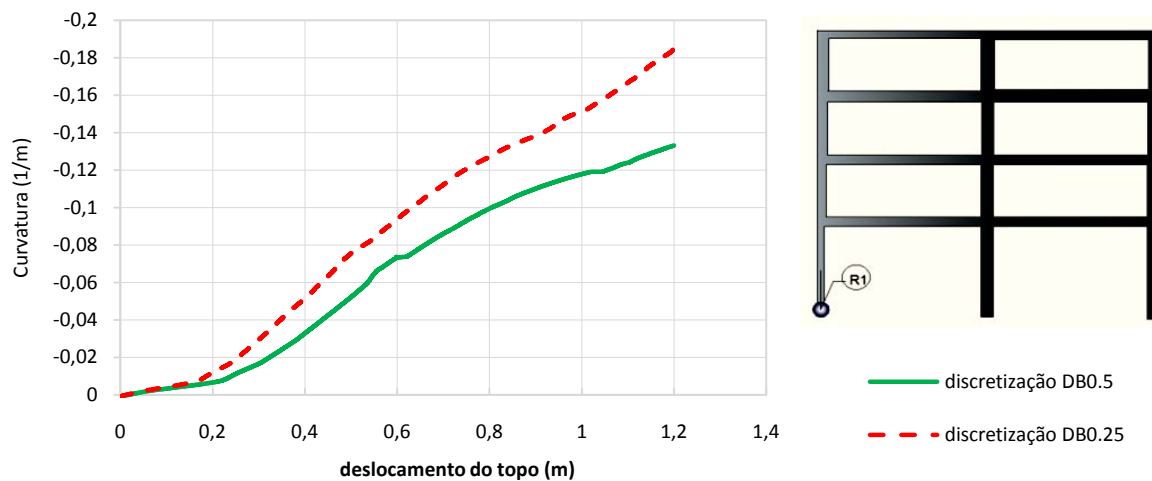


Figura 5. 16 - Evolução da curvatura da rótula R1 da base de P6 nos modelos DB0.5 e DB0.25

Como se previa, a maior distribuição da curvatura com a eliminação do tramo linear interior e respectiva substituição por um andamento dado por um conjunto de pequenos troços lineares fez baixar o valor da curvatura máxima em aproximadamente 25%.

A título indicativo gerou-se um modelo para PTY3 com formulação em força, seguindo os princípios teóricos da modelação (discretização em um elemento com vários pontos de integração dada a não imposição da deformada (curvaturas)). Considerou-se um modelo (FB7) com 7 pontos de integração de Gauss-Lobatto por barra, nos quais se definiram as secções relativas à localização. Segundo [48], a posição ξ destes pontos corresponde a:

```
xi[0] = -1,0;
xi[1] = -0,8302238962;
xi[2] = -0,4688487934;
xi[3] = 0,0;
xi[4] = 0,4688487934;
xi[5] = 0,8302238962;
xi[6] = 1,0;
```

A figura 5.17 representa a curva BSTD obtida comparativamente com a discretização DB0.5, que comprova, apesar da dificuldade de convergência, a validação da discretização efectuada. A coincidência das curvas é completa, verificando-se apenas um menor efeito de softening no ramo pós pico. As diferenças contudo não são significativas. Fica deste modo verificada a validação de ambos os modelos, sendo previsível a sua representatividade para simulação por métodos estáticos da capacidade resistente e do mecanismo de colapso em pórticos da magnitude (altura/geometria/esforços) dos estudados nesta dissertação.

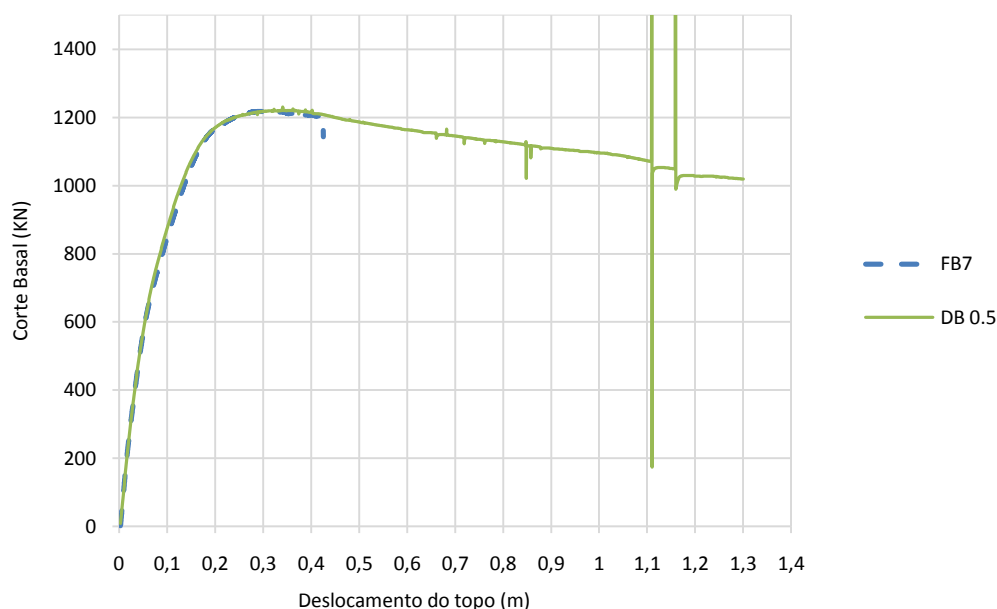


Figura 5. 17 – Comparação da curva BSTD do modelo DB0.5 com a mesma curva em FB7

5.5.2 – ANÁLISE PUSHOVER DOS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

O estudo pela análise pushover dos pórticos foi parcialmente indicado ao longo do ponto anterior. Neste ponto efectua-se a análise complementar de alguns aspectos além da curva de comportamento,

introduzindo-se o conceito de deformada e deslocamentos relativos entre pisos. A nível local a análise contempla a monitorização das rótulas da base dos pilares, das vigas do primeiro piso e das vigas da cobertura. A monitorização é feita através do controlo da relação momento-curvatura na secção do ponto de integração de extremidade. Procura-se complementarmente estabelecer, através da evolução de curvaturas, e considerando a linearidade própria da formulação DB utilizada, o comprimento de cada uma das zonas críticas referidas, para calibração de parâmetros de plasticidade concentrada. Todos os modelos foram submetidos antes de análise pushover a controlo de cargas verticais, corte basal e frequências de vibração, em regime elástico, por comparação com os mesmos modelos dos pórticos no programa SAP2000. Estes resultados por questões de organização desta dissertação foram omitidos dos resultados da análise presente.

5.5.2.1 – ANÁLISE DO PÓRTICO PTX2

A figura 5.18 representa a curva - já anteriormente apresentada e analisada - de BSTD relativa ao pórtico PTX2 com o modelo DB0.5, normalizada à percentagem de drift global. O drift global referido consiste no deslocamento relativo entre o topo e a base do edifício normalizado pela respectiva altura entre pontos.

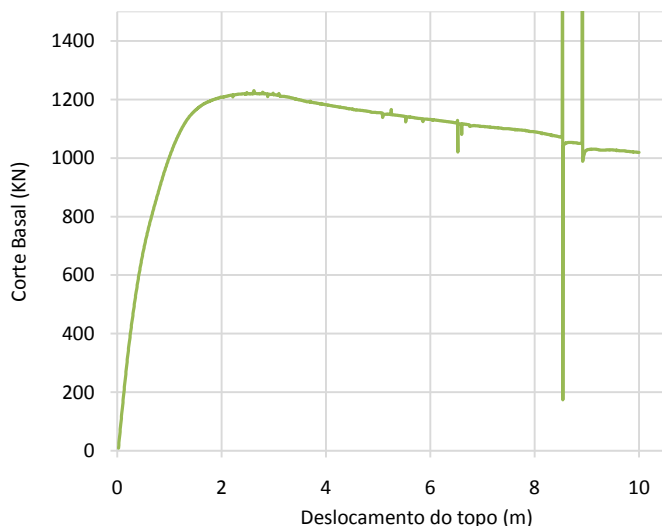


Figura 5. 18 – Curva BSTD para DB0.5 do pórtico PTX2 de relativamente ao deslocamento do topo

Na abordagem dos resultados, em termos globais e locais, definiram-se três valores de drift global (em % da altura do pórtico) através dos quais se geraram os resultados referidos anteriormente para a análise Pushover. Estes valores correspondem a 1%, 2%, e 6%. Note-se que estes pontos representam na curva da figura 5.18 um valor em regime elástico, um valor de deslocamento na zona de pico do corte basal e um valor em regime manifestamente com incursão plástica. As figuras 5.19, 5.20 e 5.21 representam as deformadas para os valores de drift global referidos.

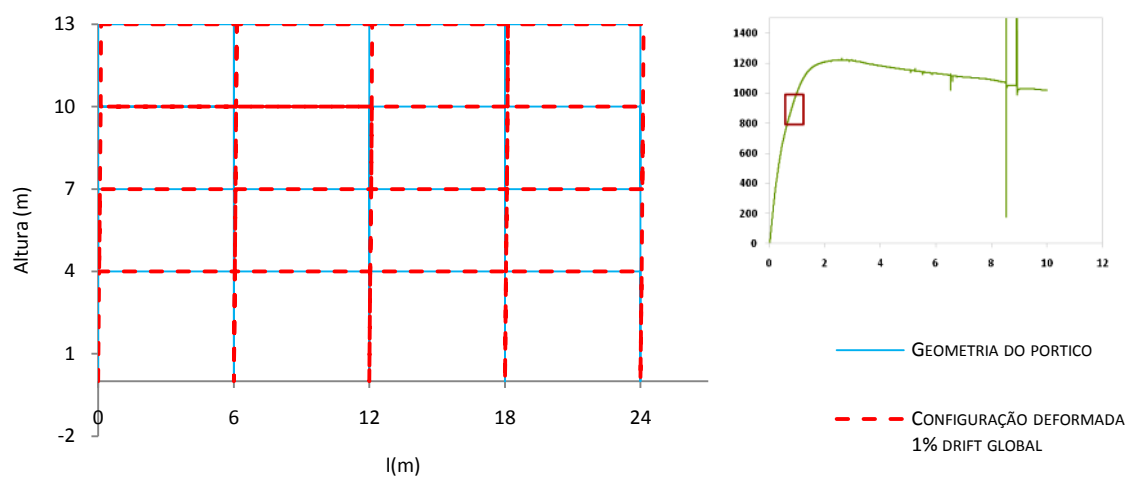


Figura 5. 19 – Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 1% drift global

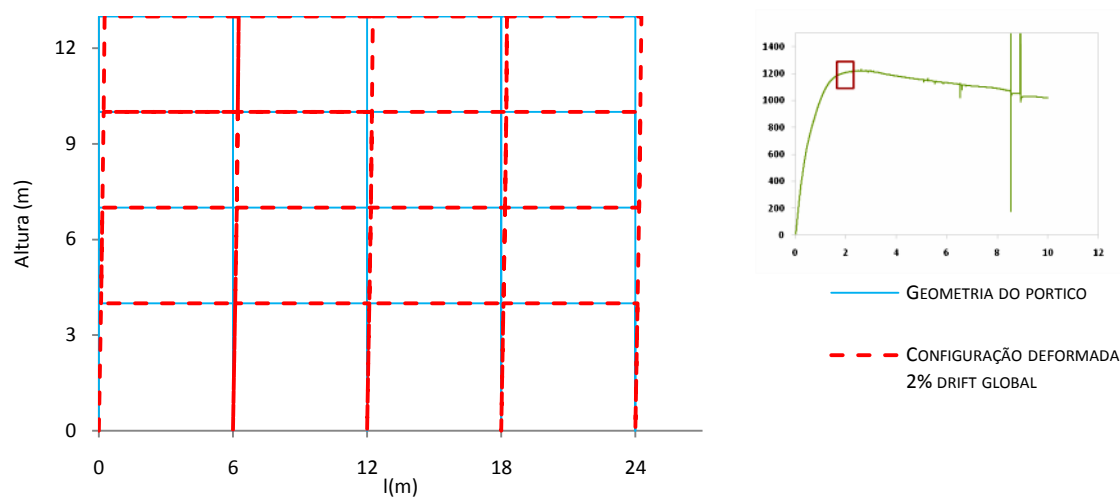


Figura 5. 20 - Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 2% drift global

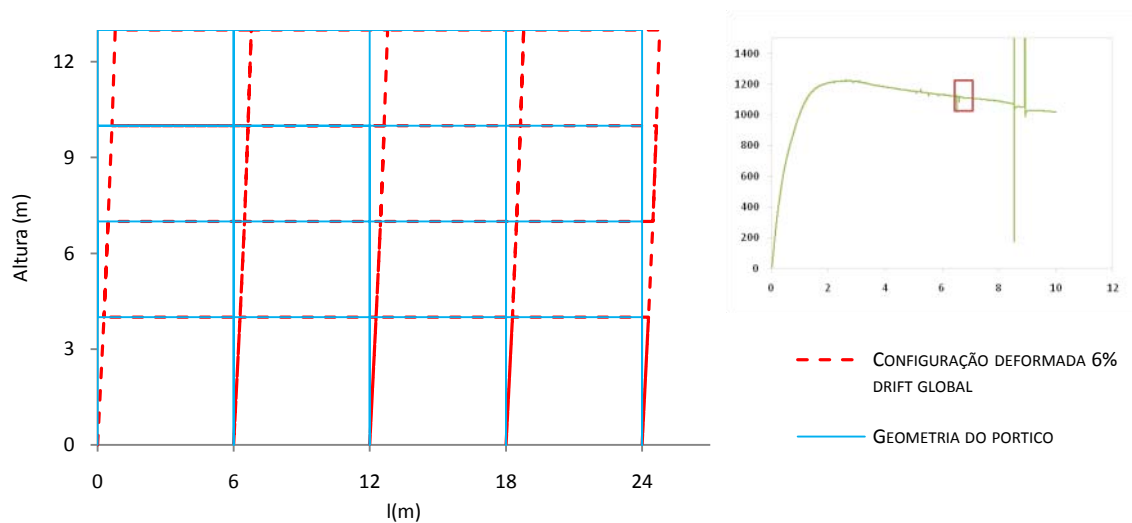


Figura 5. 21 - Configuração Deformada do pórtico PTX2 no modelo DB para 6% drift global

Através da representação da configuração deformada, aparentemente não existem problemas de pisos fracos ou de concentração de deformação numa dada zona da estrutura. De modo a concluir sobre este aspecto, representaram-se a evolução dos drifts para os 3 pontos referidos na figura 5.22. A análise da figura demonstra o crescimento do drift com o deslocamento do topo com proporcionalidade, ou seja, apesar dos diferentes valores de drift entre pisos, o aumento verificado em cada passo (%) é da mesma ordem. Note-se que para valores de 1% e 2 % de drift global o drift é menor no primeiro piso. Contudo, a limitação da rotação a zero no apoio faz com que o dano se concentre nestas secções.

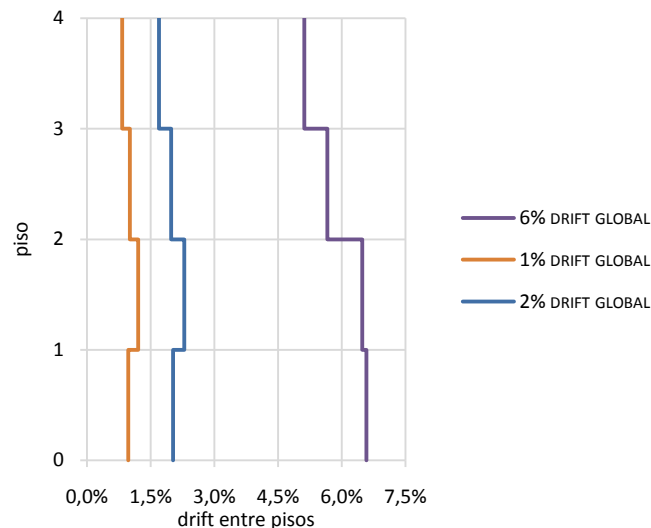


Figura 5. 22 – Evolução dos drifts entre pisos nos diferentes drifts globais

Como representação do comportamento não linear local, definiu-se o diagrama momento curvatura do pilar P6, para perceber a deformação da estrutura a nível local. Na representação do diagrama da figura 5.23, efectuou-se particularização das zonas de alteração da rigidez devido à fendilhação no diagrama trilinear obtido da zona de transição no limite de momento e curvatura de cedência da secção. Da análise comparativa das duas rótulas, cujos gráficos se sobrepõem, verifica-se que a rótula da base, como se previa, tem incursões no domínio plástico, enquanto a rótula do topo do primeiro piso não entra em cedência. A mesma conclusão se retirou para as restantes rótulas do pilar em toda a altura do elemento estrutural, bem como para os restantes pilares da estrutura. Conclui-se ainda que o pilar P6 tem curvatura de cedência de $0,0081 \text{ m}^{-1}$ e a este valor corresponde o momento de cedência de aproximadamente 900kNm.

Para ter uma indicação da qualidade da discretização nas zonas críticas, gerou-se na análise, para 4 níveis de drift global, a curvatura das secções representadas nos dois pontos de Gauss dos 2 elementos de extremidade dos pilares.

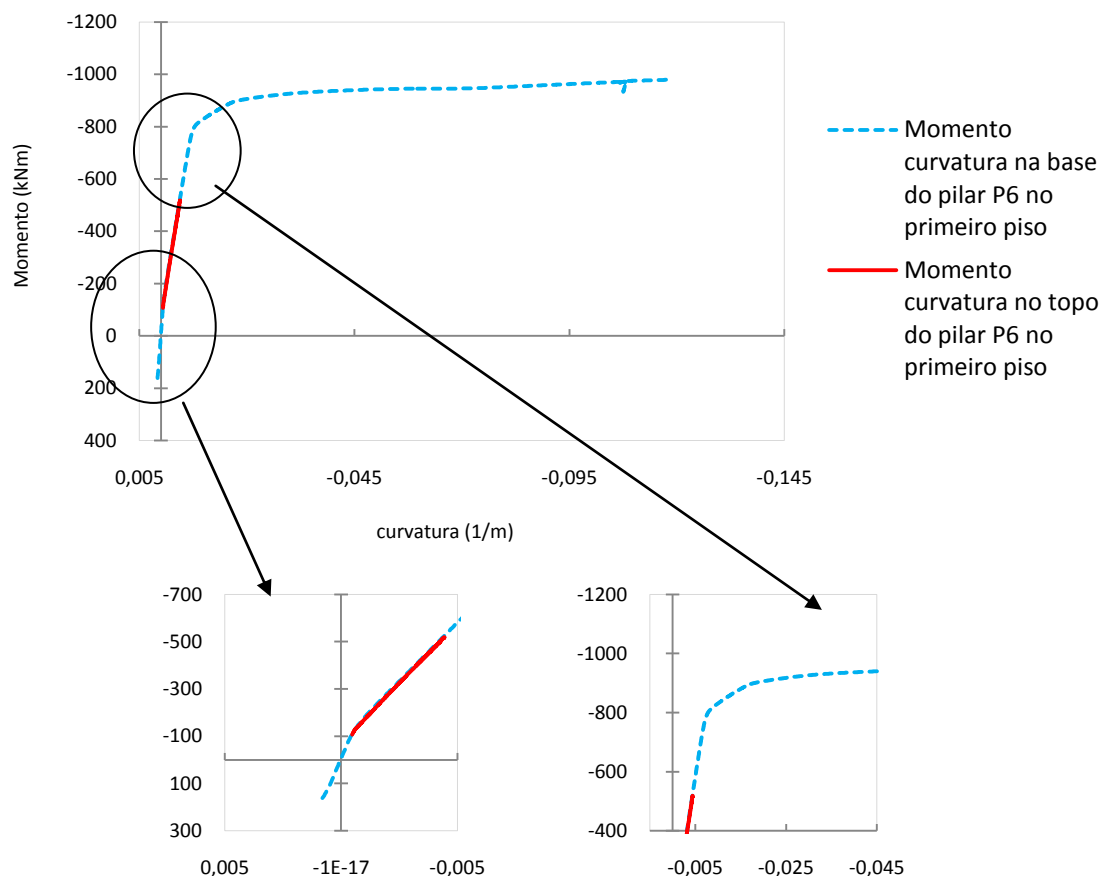


Figura 5. 23 – Representação do diagrama momento curvatura do pilar P6

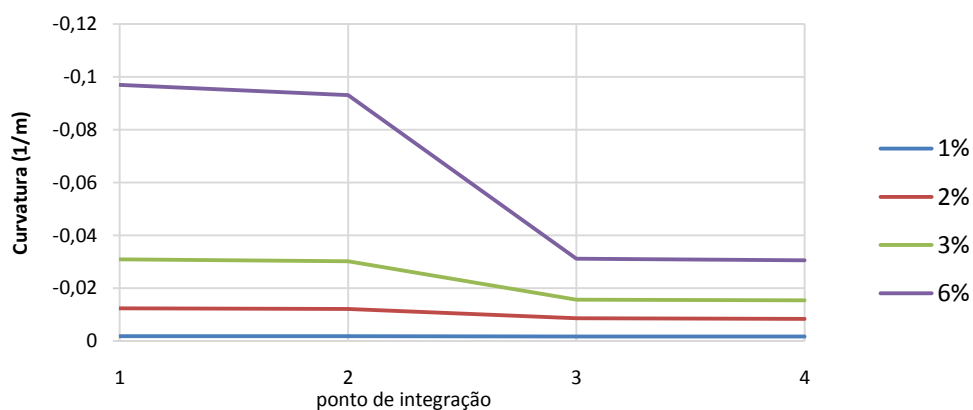


Figura 5. 24 – Evolução das curvaturas na base do pilar P6

De acordo com a formulação implementada, os pontos de integração encontram-se localizados nas extremidades dos elementos, compatíveis com a integração de Gauss – Lobatto. Note-se que a representação linear efectuada consiste na hipótese implementada nos modelos de plasticidade distribuída no programa de cálculo. Analisando a figura 5.24, verifica-se que a distribuição de curvaturas efectuada deste modo implica um grau de simplificação, como se referiu na análise

analítica do capítulo 3 desta dissertação, implicando uma variação de curvatura que pode não corresponder à realidade. No entanto, para valores correntes de drift, admitindo-se que uma estrutura de 4 pisos não deve exceder os 2% de drift global, a variação de curvaturas aparenta ter boa aproximação com a discretização usada.

Relativamente às vigas, a figura 5.25 apresenta o diagrama momento curvatura para a secção da viga do primeiro piso.

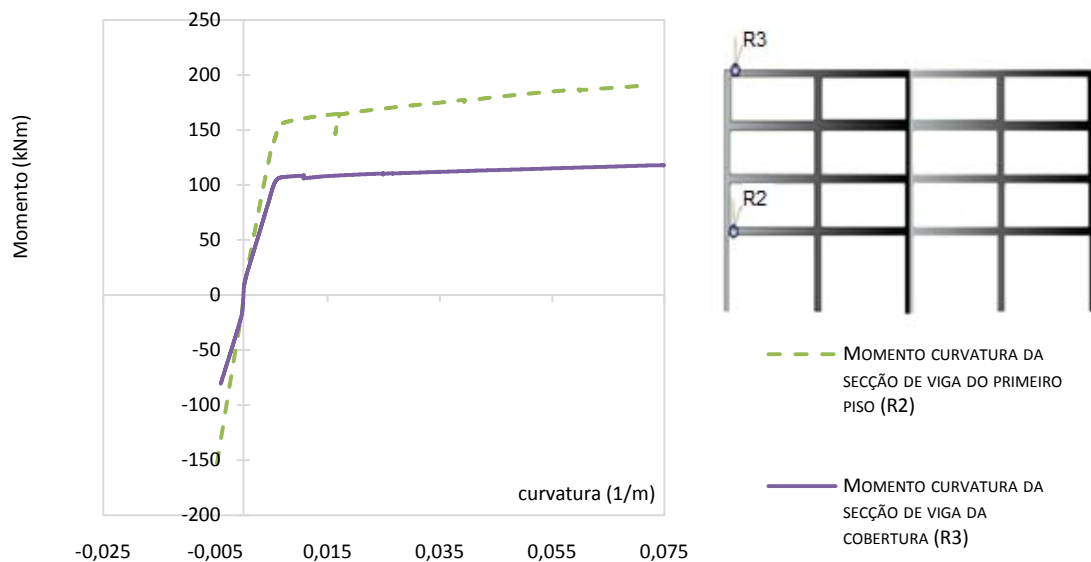


Figura 5. 25 – Representação do diagrama momento curvatura das vigas do primeiro piso e cobertura

Analisando a figura 5.25, que representa as envolventes momento curvatura das rotulas R2 e R3 representadas. A secção das vigas de piso na zona de extremidade apresenta momento de cedência de aproximadamente 150 kNm, sendo que após este valor se verifica um endurecimento e aumento da resistência. Como se compreende, tal efeito é devido ao facto de o aço passar a controlar o comportamento da secção no regime plástico. Na figura 5.26 é possível verificar a evolução das curvaturas com o deslocamento de topo nestas duas secções. A viga da cobertura, em concordância com a solução de armadura preconizada, apresenta valores mais baixos de momento de cedência, verificando-se no entanto o mesmo tipo de comportamento verificado para as vigas de piso em termos de momentos.

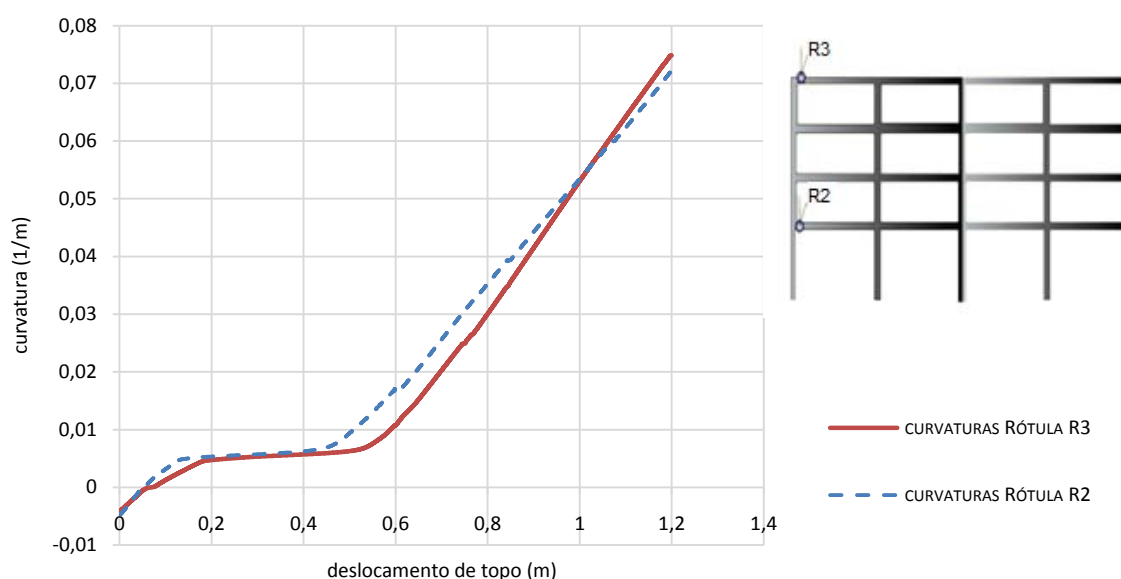


Figura 5. 26 – Amplitude das curvaturas nas secções das vigas monitorizadas

Percebe-se na análise do gráfico da curvatura das secções ao longo do incremento de deslocamentos no topo que a rótula R2, da viga do primeiro piso entra em cedência e em regime plástico para graus de deslocamentos mais baixos que a mesma secção na viga da cobertura. Em termos de amplitude máxima da curvatura da secção os valores são equiparados. A formação de rótulas nas vigas desde o primeiro piso com progressão em altura fica deste modo observada nas secções monitorizadas nesta análise.

5.5.2.2 – ANÁLISE DO PÓRTICO PTY3

O estudo efectuado no ponto anterior foi repetido para o pórtico PTY3, representativo (por simplificação admitida) da direcção y do edifício. A discussão sobre a curva BSDT foi efectuada em parte na análise da discretização a adoptar nos modelos. Para os valores de drift global referidos no ponto anterior, representaram-se as deformadas do pórtico. Fez-se referência anteriormente aos problemas de convergência verificados. O programa não consegue dentro da tolerância definida proceder à integração, razão pela qual limita e termina a análise. Reconhece-se, no entanto, o carácter irrealista dos 10% da altura como deslocamento máximo de topo, embora permita a observação de um maior número e extensão de fenómenos. Deste modo decidiu-se manter estes resultados em vez de partir para uma discretização ou diminuição do incremento de deslocamento, considerado já $0,0001 \cdot d_{\text{máximo}}$ do “Push”, razão que tornaria a análise mais complexa, quer em termos de integração no tempo como no próprio pushover, elevando ainda o tempo de cálculo para valores não aceitáveis (numa perspectiva de utilização prática). A discretização da secção assumida neste trabalho pode ter igualmente contribuído para a dificuldade de convergência verificada.

As figuras 5.27, 5.28 e 5.29 representam as deformadas nos instantes mencionados anteriormente. Tal como no caso do pórtico anterior, analisaram-se os valores dos drifts entre pisos para deduzir melhor a configuração deformada do pórtico. A figura 5.30 representa os valores das diferenças entre deslocamentos de topo e base de cada piso normalizados pela distância entre secções.

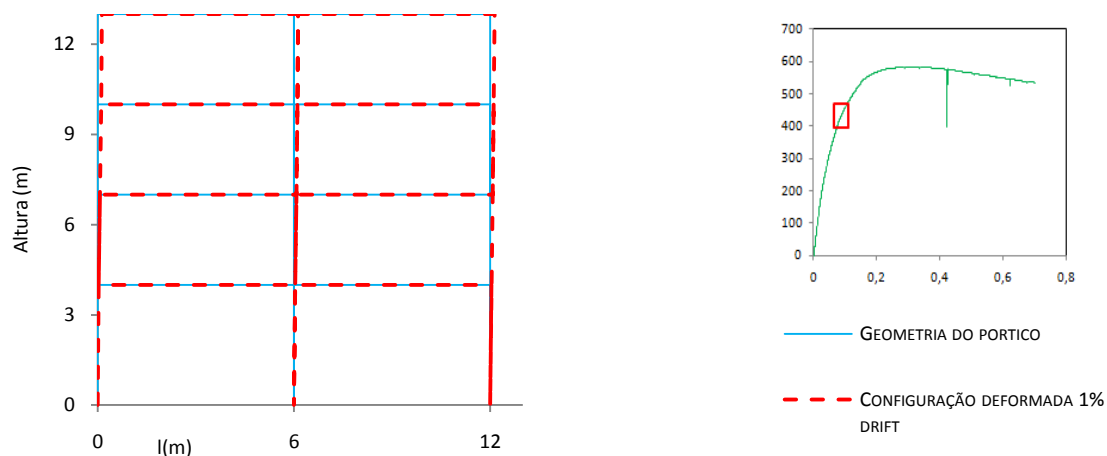


Figura 5. 27 - Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 1% drift global

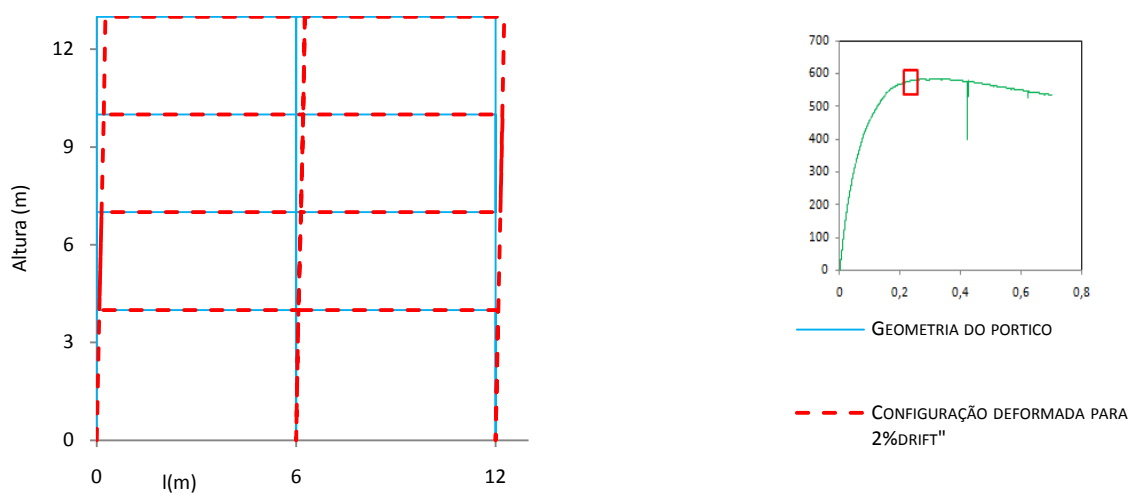


Figura 5. 28 - Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 2% drift global

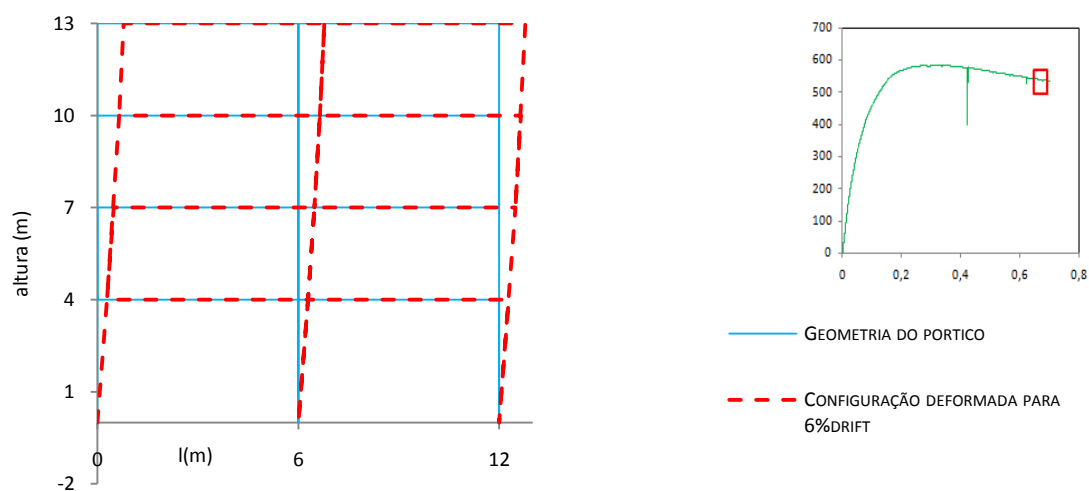


Figura 5. 29 - Configuração Deformada do pórtico PTY3 no modelo DB para 5% drift global

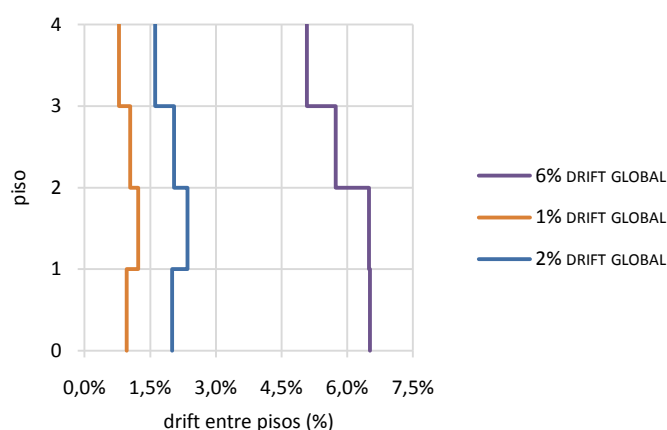


Figura 5. 30 - Evolução dos drifts entre pisos nos diferentes drifts globais

As conclusões obtidas para o pórtico PTX2 são aplicáveis a este pórtico dado a semelhança nos resultados obtidos. Note-se ainda a semelhança relativa entre os valores de drifts de ambos os pórticos, factor que induz a simetria introduzida na estrutura tridimensional e a potencial relação entre as estruturas em estudo e a sua representatividade no contexto global. Os drifts dos pisos inferiores são da mesma magnitude para elevados graus de deslocamento, factor que sugere maior deformação no piso inferior para este nível de deformação. No caso de análise local, como já foi referido indirectamente em 5.5.1, efectuou-se o controlo da rótula da base dos pilares, das extremidades das vigas do primeiro piso e da cobertura. A figura 5.31 representa o diagrama momento curvatura para a rótula da base do pilar P3.

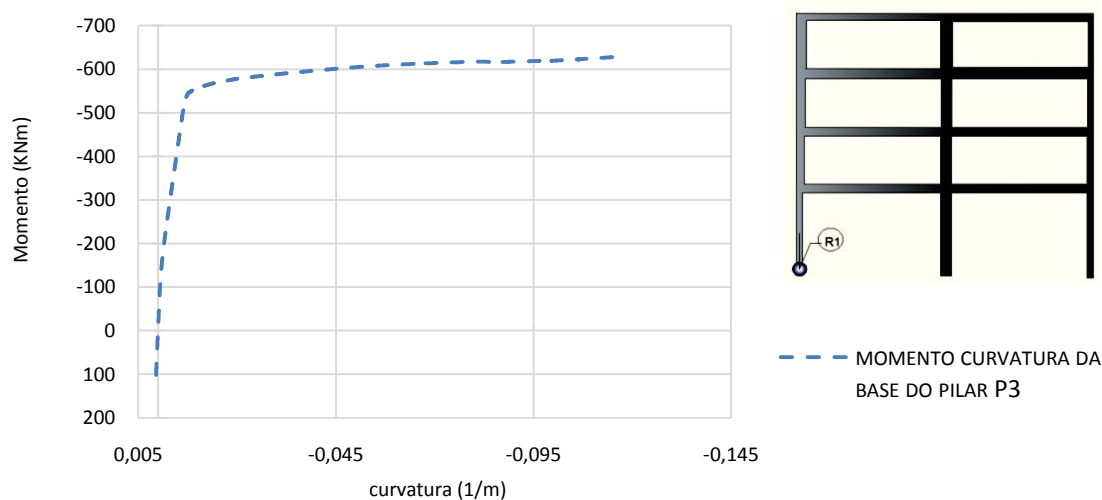


Figura 5. 31 – Diagrama momento curvatura da secção da base do pilar P3

O momento de cedência da secção na direcção de implementação da acção sísmica é de aproximadamente 600 kNm, com a curvatura de cedência a valer 0,008 m⁻¹. A figura 5.32 representa a evolução da curvatura com o deslocamento de topo na mesma secção.

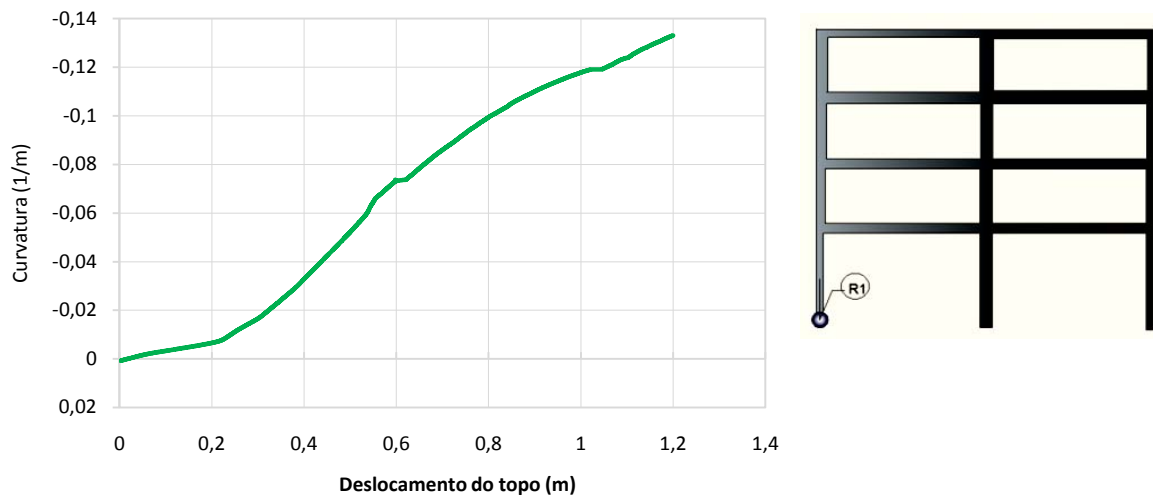


Figura 5. 32 – Evolução da curvatura na base de P3 de acordo com o deslocamento do topo

Analisando a figura 5.32, e conjugando com os dados extraídos da figura 5.31, verifica-se que para um deslocamento próximo dos 0,15 metros no topo da estrutura, a rótula atinge a curvatura de cedência, mantendo o momento sem esgotar a sua capacidade para curvaturas crescentes. No caso do comportamento das rótulas nas vigas do primeiro piso, apresenta-se na figura 5.33 a evolução da curvatura de acordo com o deslocamento do topo referente à rótula de extremidade (como representado na figura).

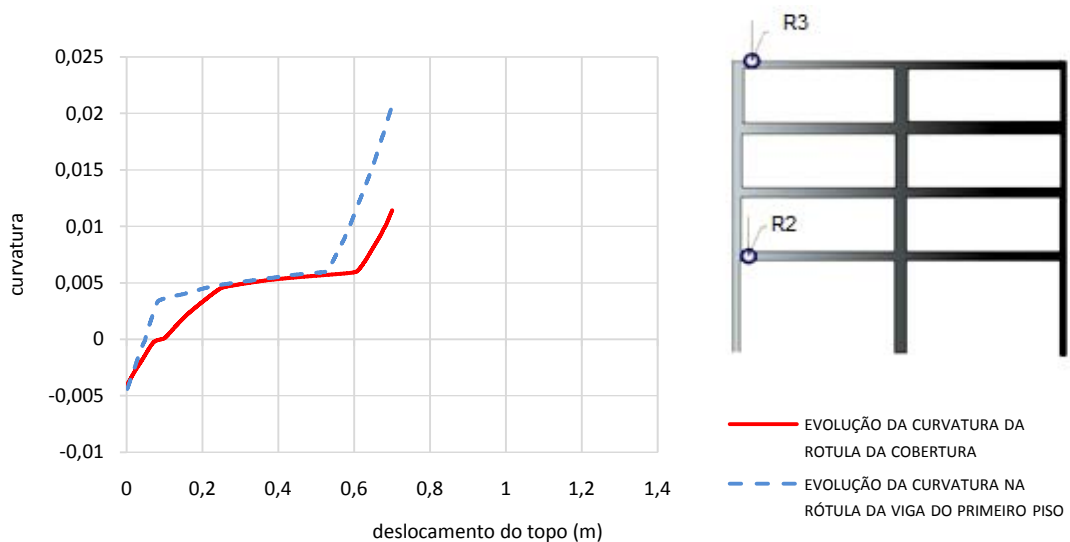


Figura 5. 33 – Evolução das curvaturas nas secções de extremidade das vigas

A figura 5.33 indica a evolução das curvaturas das rótulas do primeiro piso e da cobertura do pórtico PTY3. Tal como se concluiu para PTX2, verifica-se que a rótula plástica se forma inicialmente na secção da viga do primeiro piso, evoluindo em altura a medida que atinge a curvatura de cedência.

5.5.2.3 – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM (P- Δ) NA ANÁLISE PUSHOVER

A título de exemplo e com o intuito de realçar a importância dos efeitos de segunda ordem nos pilares, efectuou-se o cálculo pushover dos pórticos da estrutura sem este efeito (contrariamente aos resultados expostos em 5.5.2.1 e 5.5.2.2 onde são considerados tais efeitos). A figura 5.34 representa o diagrama BSTD da estrutura PTY3 com e sem os ditos efeitos.

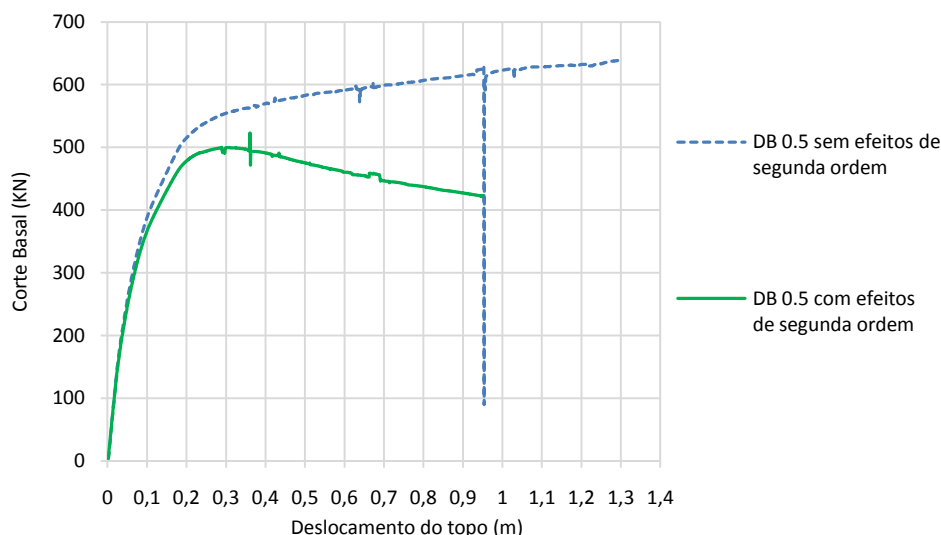


Figura 5. 34 – Alteração da capacidade resistente devido aos efeitos P- Δ (segunda ordem)

A análise comparativa das duas curvas demonstra como principal diferença o andamento da curva pós pico. Enquanto a não consideração do efeito leva um aumento da resistência neste ponto, a sua consideração gera um abaixamento, com degradação da resistência após a cedência. Por outro lado, o valor de pico de corte basal resistente é superior no caso em que o efeito não é considerado.

A justificação de tal redução pode ser observada pelo ponto de vista da relação dos efeitos de segunda ordem em pilares e o momento adicional deste efeito. A dotação de um valor superior de momento no topo leva à redução do valor do corte basal resistente, dada a acção adicional introduzida em esforço de corte que diminui o valor máximo do momento de pico. A particularidade do deslocamento inelástico ter variação irregular e introduzir grandes incrementos leva a que a resistência diminua. Os resultados do pórtico PTX2 consolidam a verificação efectuada.

5.5.3 – ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO DOS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

A análise sísmica por integração no tempo dos pórticos da estrutura foi efectuada através da aplicação de um acelerograma (EQ04 representado na figura 5.5) às estruturas. A resposta foi obtida para os modelos DB0.5 e FB7, sendo o estudo baseado em diagramas de deslocamento de topo e corte basal no tempo. São ainda especificados, para o instante de deslocamento máximo, a deformada da estrutura e o valor dos deslocamentos relativos entre pisos (drifts). Em termos locais a análise é efectuada através do estudo das secções abordadas na análise pushover em termos de comportamento Momento – Curvatura (M- ϕ) e de momento na base dos pilares em função do deslocamento do topo (MTD).

Em todas as análises foi considerado amortecimento de Rayleigh, proporcional à massa e à rigidez da estrutura, com valor de 1%. Este valor do amortecimento visa incorporar na análise a parcela de

amortecimento viscoso inerente aos materiais, bem como a tradução de fenómenos não incorporados no comportamento hysterético. O método de Newmark foi usado para integração na análise dinâmica, associado ao método de Newton – Raphson (rigidez secante inicial) e Newton - Raphson modificado (rigidez secante da ultima iteração com convergência) para integração nos elementos.

5.5.3.1 – DISCUSSÃO DO EFEITO DO AMORTECIMENTO NA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

Como ponto inicial de discussão e análise dos resultados, efectuou-se a comparação das respostas dos modelos DB0.5 de PTY3 e PTX2 com 1 % de amortecimento de Rayleigh obtido para o primeiro modo de vibração em cada direcção (dada a mobilização de grande parte da massa e o carácter puro destes modos) da estrutura em modelo elástico 3D, apresentado no capítulo 4 e a situação sem amortecimento. O amortecimento foi introduzido através da modelação da matriz de amortecimento referida anteriormente, considerando o amortecimento relativo à rigidez inicial (K_{init}) por simplicidade da análise. As figuras 5.35 e 5.36 representam os resultados obtidos para os dois pórticos.

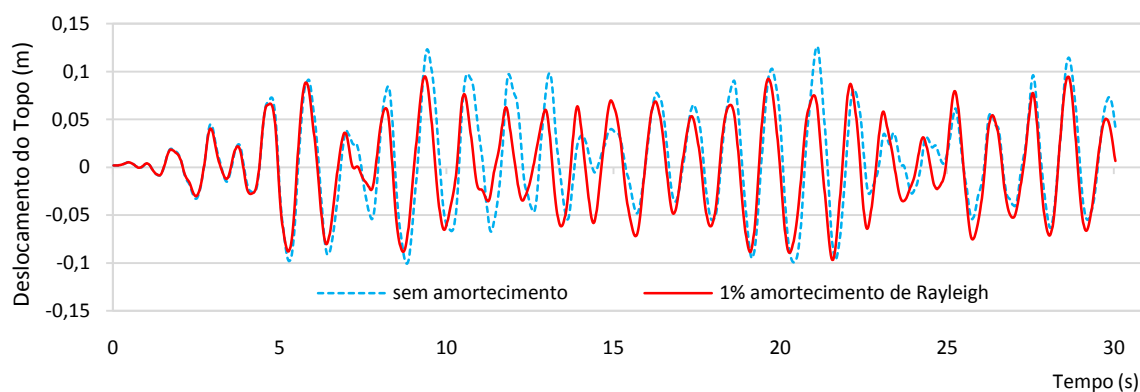


Figura 5. 35– Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTX2 com 1% e 0% de amortecimento

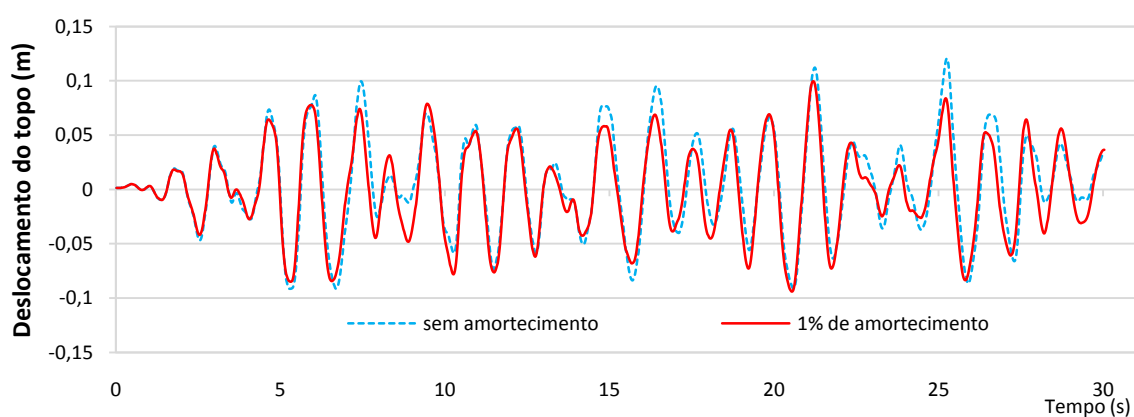


Figura 5. 36 - Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTY3 com 1% e 0% de amortecimento

A comparação das respostas demonstra que existe em geral uma diminuição do deslocamento máximo nos picos das respostas de deslocamento do topo em função do tempo (TTD). O valor considerado de

1% consistiu numa simplificação geralmente usada em modelação para representar alguns dos fenómenos não modelados nos modelos de fibras. As análises efectuadas nos pontos seguintes obedecem à simplificação referida.

5.5.3.2 – DISCUSSÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR

Concluiu-se em 5.5.2.3 os efeitos na curva BSTD da consideração ou não dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Como complemento representam-se na figura 5.37 as conclusões obtidas para a mesma questão mas em análise dinâmica com o acelerograma EQ04.

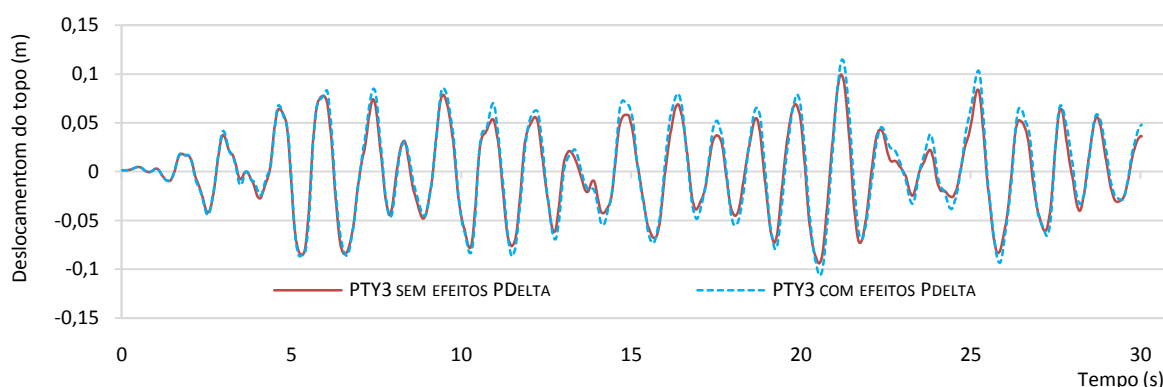


Figura 5. 37 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTY3 com e sem efeitos de segunda ordem

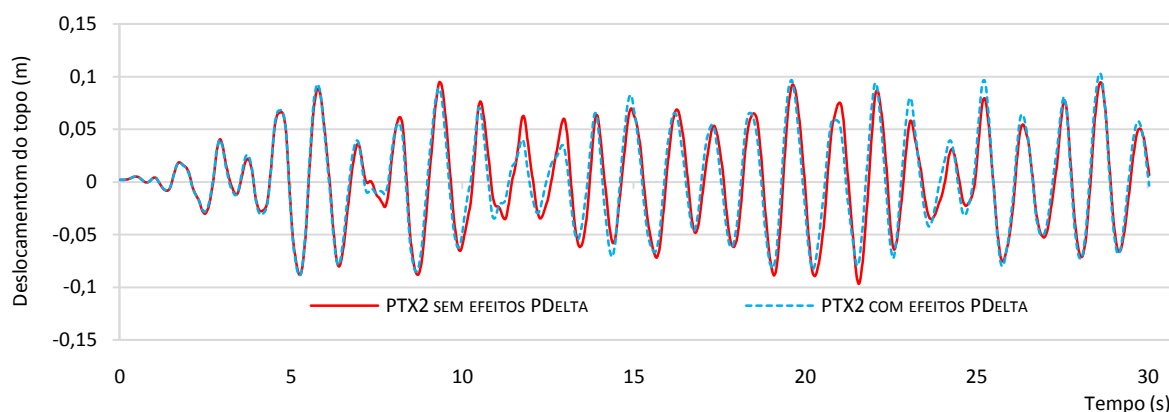


Figura 5. 38 – Comparação da resposta do modelo DB0.5 de PTX2 com e sem efeitos de segunda ordem

Como se pode verificar na análise dos gráficos das figuras 5.37 e 5.38, verifica-se que a não consideração dos efeitos $P-\Delta$ implica pouca variação nos valores de pico da resposta (cerca de 2%). No entanto, a análise desta consideração deve ser enquadrada no comportamento do pórtico de acordo com os resultados da análise pushover. Como se verifica na figura 5.34, para o deslocamento máximo 10 cm a estrutura responde ainda próximo do linear. Ora, a influência dos efeitos de segunda ordem tem menor magnitude em comparação com uma incursão maior no domínio plástico, como o demonstra a curva de capacidade do pórtico. Os efeitos $P-\Delta$ foram incluídos em todas as análises efectuadas neste trabalho.

5.5.3.3 – ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR DO PÓRTICO PTX2

Na figura 5.38 foi representado o diagrama TTD do pórtico PTX2 incluindo os efeitos de segunda ordem e o amortecimento. A figura 3.39 replica o mesmo gráfico por questões de compreensão e análise.

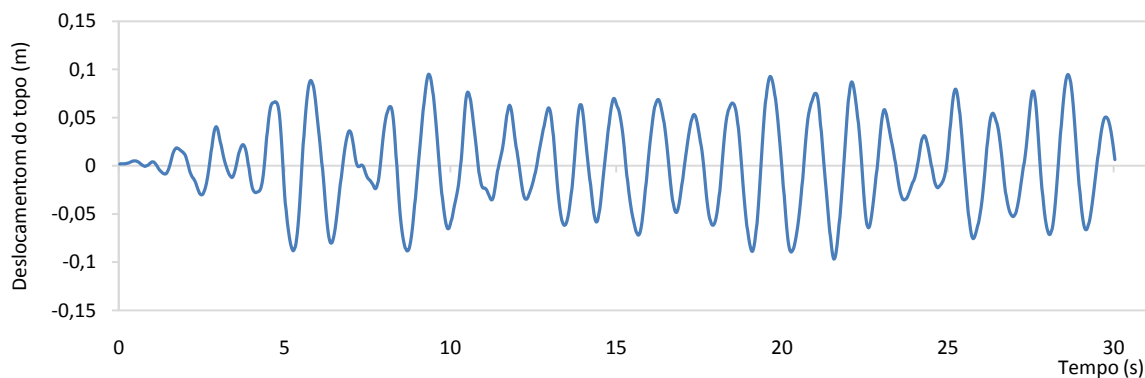


Figura 5. 39 – História de deslocamentos do nó do topo do pórtico PTX2 devido a EQ04

Para o sismo referido, o máximo deslocamento sofrido pelo pórtico consistiu em 9,7 cm, deslocamento este ocorrido no instante 21,6 segundos. Para este instante, a figura 5.40 representa a deformada da estrutura. Note-se que por questões de representação, os deslocamentos foram amplificados por um factor 10x . Desta forma são visíveis as variações de deslocamento entre pisos.

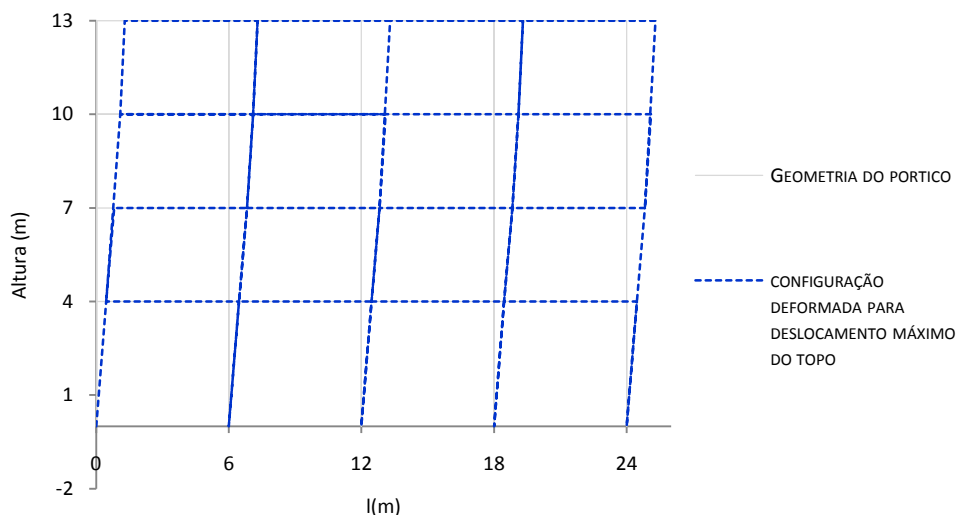


Figura 5. 40 – Deformada de PTX2 para o instante t (d máximo no topo)

Para a configuração deformada representada na figura, calcularam-se os valores dos drifts entre pisos. Verifica-se que a estrutura apresenta um drift de 0,71% no primeiro piso, 0,88% no segundo piso, 0,67% no terceiro piso e no quarto piso 0,44%. Os valores referidos são resultado da diferença entre os deslocamentos da base e do topo, normalizados pela altura, e não coincidem forçosamente com os valores máximos na estrutura. Para a determinação dos máximos, é necessário obter a envolvente através do estudo dos diferentes pisos em termos de deslocamentos, drifts e corte basal. As figuras

5.41, 5.42 e 5.43 representam a variação do deslocamento dos pisos da estrutura, em complemento à figura 5.40.

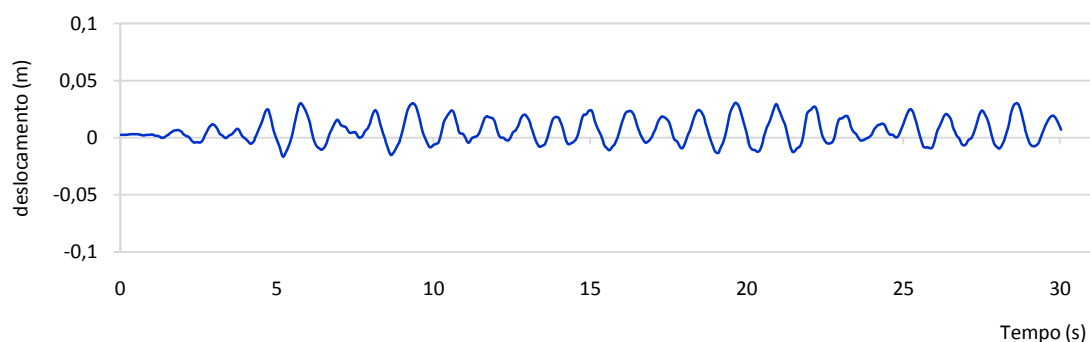


Figura 5. 41 - Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 1 no tempo

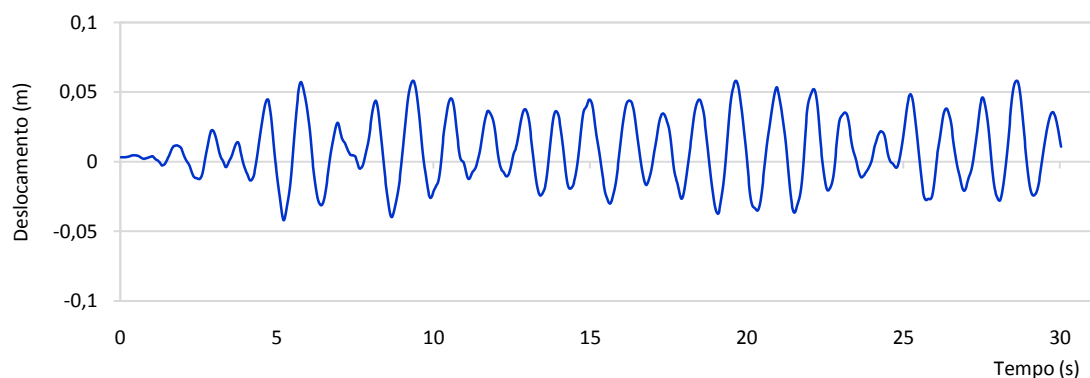


Figura 5. 42 - Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 2 no tempo

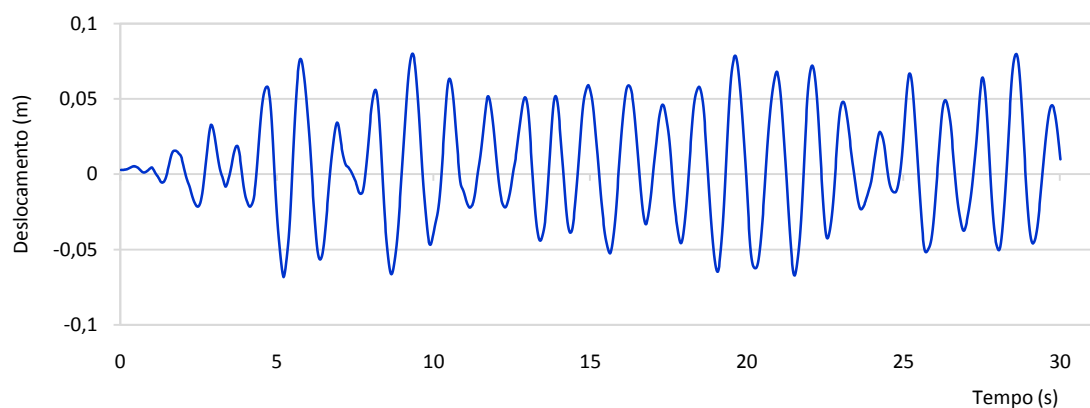


Figura 5. 43 – Representação da evolução do deslocamento horizontal do piso 3 no tempo

O deslocamento máximo no piso 1 é de 3,0cm, no piso 2 de 5,0 cm e no piso 3 de 7,1 cm. Com base na evolução dos deslocamentos mas passando para o nível local, calcularam-se as relações corte basal – deslocamento de topo dos pilares da estrutura. A figura 5.41 representa os diferentes gráficos obtidos. Na mesma figura representa-se o mesmo gráfico relativo à totalidade da estrutura, com o corte basal na base do pórtico em função do deslocamento do topo.

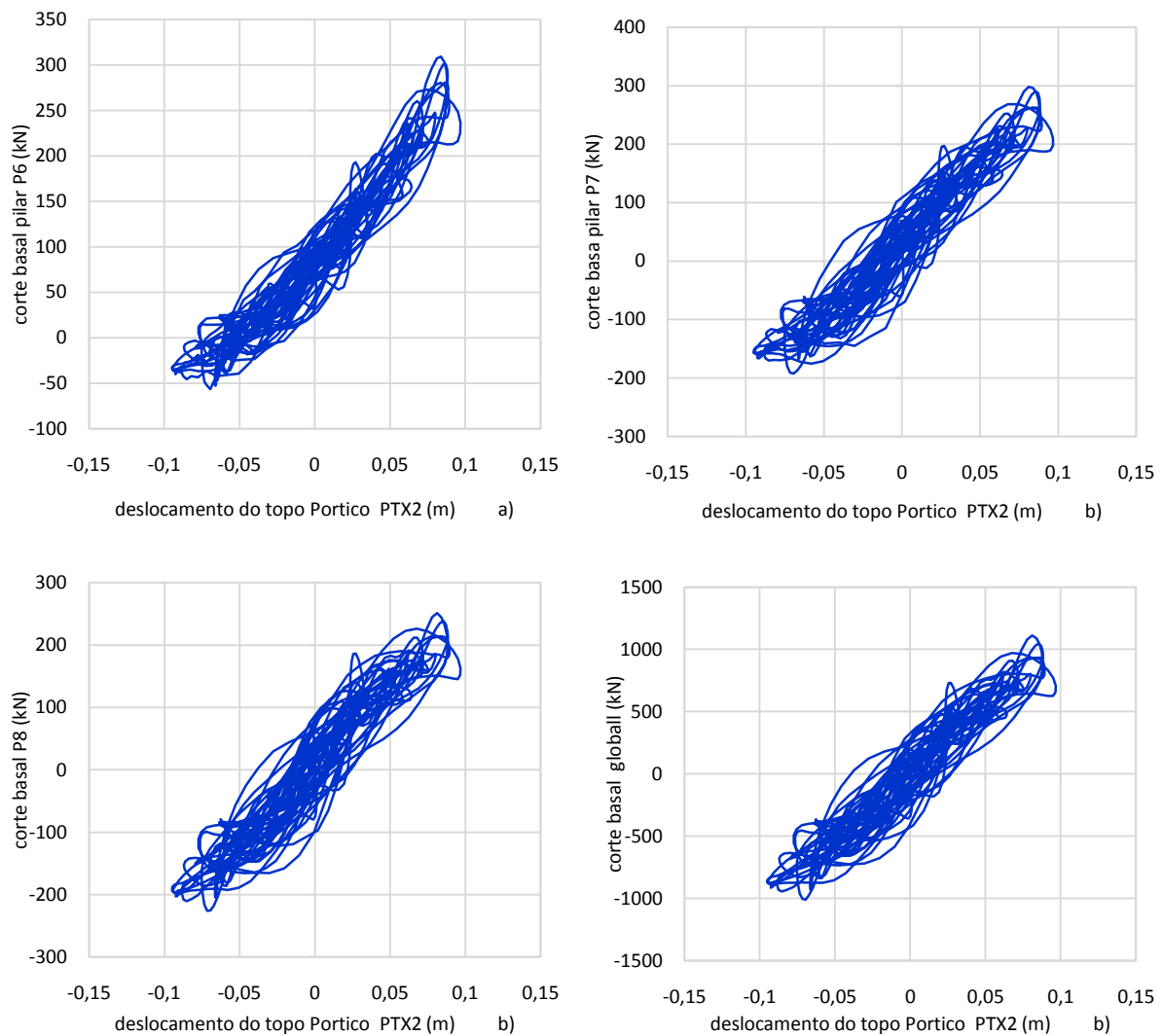


Figura 5. 44 – Diagrama BSTD do pórtico PTY3 a) Pilar P6 b) Pilar P7 c) Pilar P8 d) global

Como se pode verificar pela análise da figura, o corte basal nos pilares em valores máximos atinge os 300 kN, exceptuando o pilar central (P8) onde o valor é diminuído em 50kN aproximadamente. No que concerne ao comportamento global, o corte basal atinge o valor máximo de 1110 kN. Enquadrando este valor na análise pushover efectuada em 5.5.2.1, verifica-se que a capacidade do pórtico é de 1250 kN, o que enquadra a estabilidade do pórtico.

Em termos locais, e concentrando a análise no pilar P6 em concordância com a análise estática, representa-se na figura 5.45 a evolução dos momentos na secção da base em função do deslocamento do topo do pilar e da curvatura da secção.

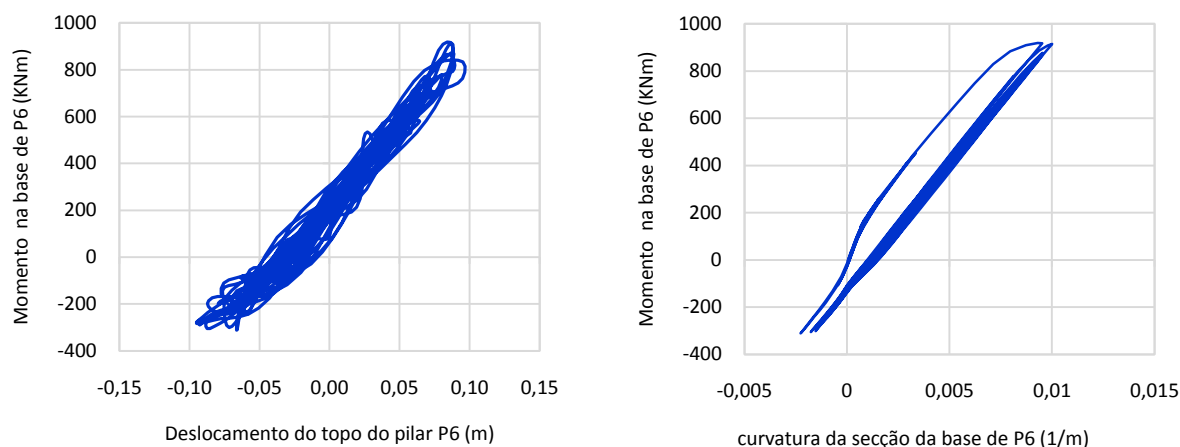


Figura 5. 45 – Relação momento na base do pilar P6 com o deslocamento de topo e com a curvatura da secção

Cruzando os resultados com a envolvente momenta curvatura calculada pelo método pushover e representada na figura 5.23, conclui-se que a rótula atinge o limite de cedência para o deslocamento máximo verificado, não implicando no entanto elevadas incursões inelásticas o que remete para um nível baixo de dano na secção (o valor máximo de curvatura é aproximadamente igual ao valor da curvatura de cedência).

5.5.3.4 – ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR DO PÓRTICO PTY3

Utilizando o mesmo tipo sequência de análise como referido para PTX2, representa-se na figura 5.46 a evolução do deslocamento do topo do pórtico PTY3 devido à acção do acelerograma EQ04.

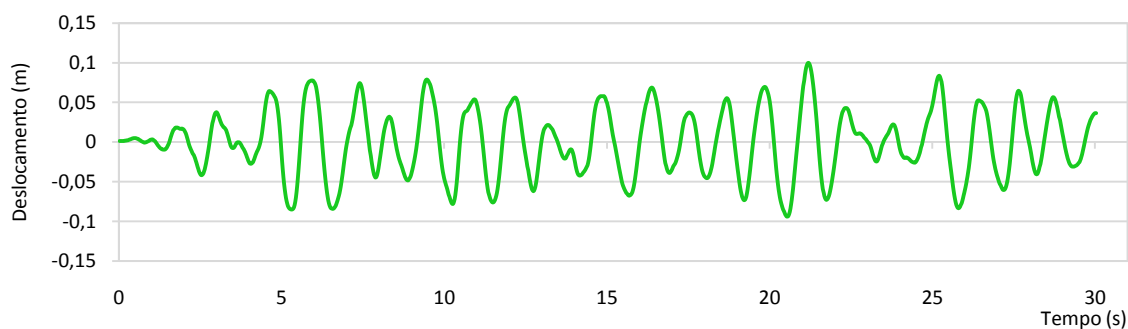


Figura 5. 46 – História de deslocamentos do nó do topo do pórtico PTY3 devido a EQ04

O deslocamento máximo gerado com o acelerograma EQ04 consiste em 10 cm, e ocorre para o instante $t = 21,2$ segundos. A figura 5.47 representa a deformada da estrutura para o referido instante.

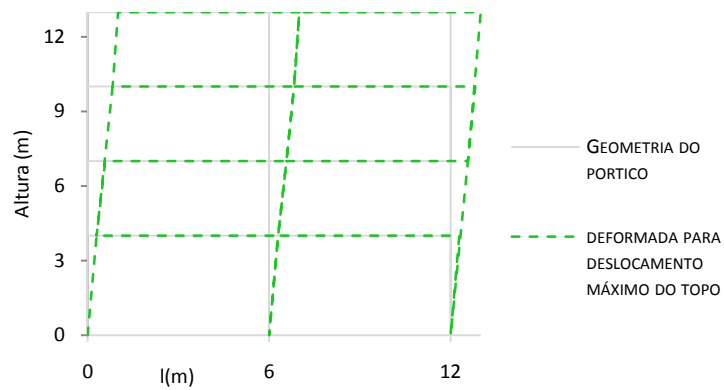


Figura 5. 47- Deformada de PTY3 para o instante t (d máximo no topo)

O valor dos drifts entre pisos para a situação de deslocamento do topo máximo são no primeiro piso 0,74%, no segundo piso 0,94%, no terceiro piso 0,82% e no último piso 0,59%. Tal como efectuado para PTX2, traçou-se a evolução dos deslocamentos por piso.

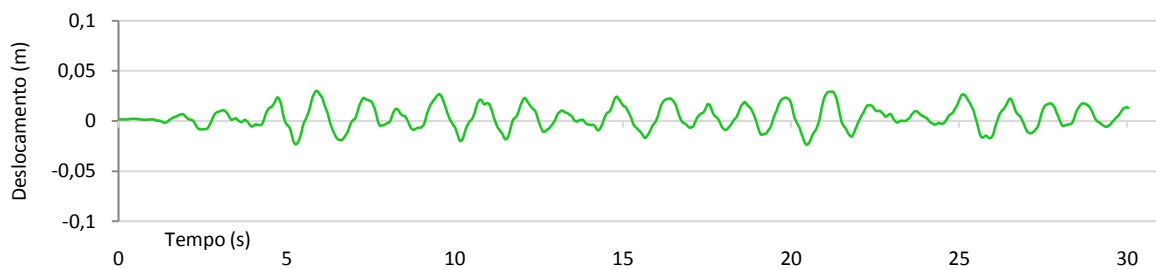


Figura 5. 48 – Deslocamento do piso 1 do pórtico PTY3

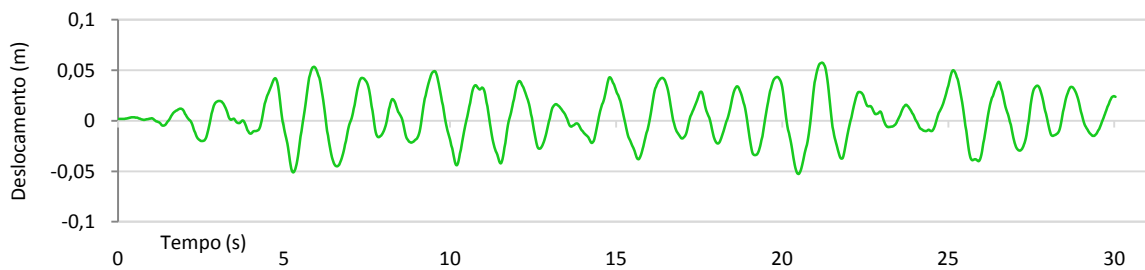


Figura 5. 49 - Deslocamento do piso 2 do pórtico PTY3

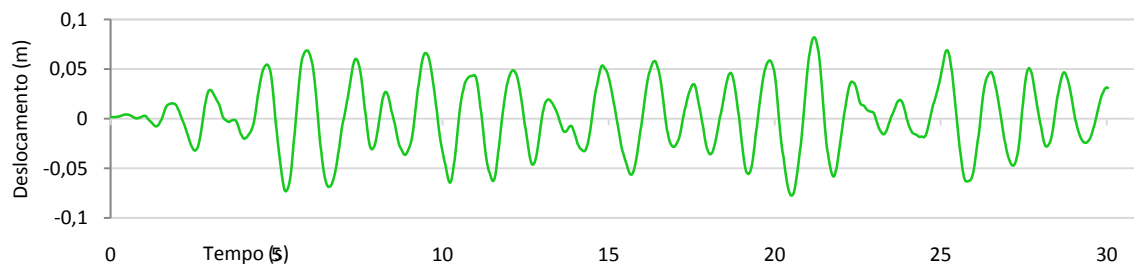


Figura 5. 50 - Deslocamento do piso 3 do pórtico PTY3

Em termos de valores máximos dos deslocamentos dos pisos, verifica-se que o primeiro piso sofre no deslocamento de 2,0cm, o segundo piso de 5,2cm e o terceiro piso de 7,5cm.

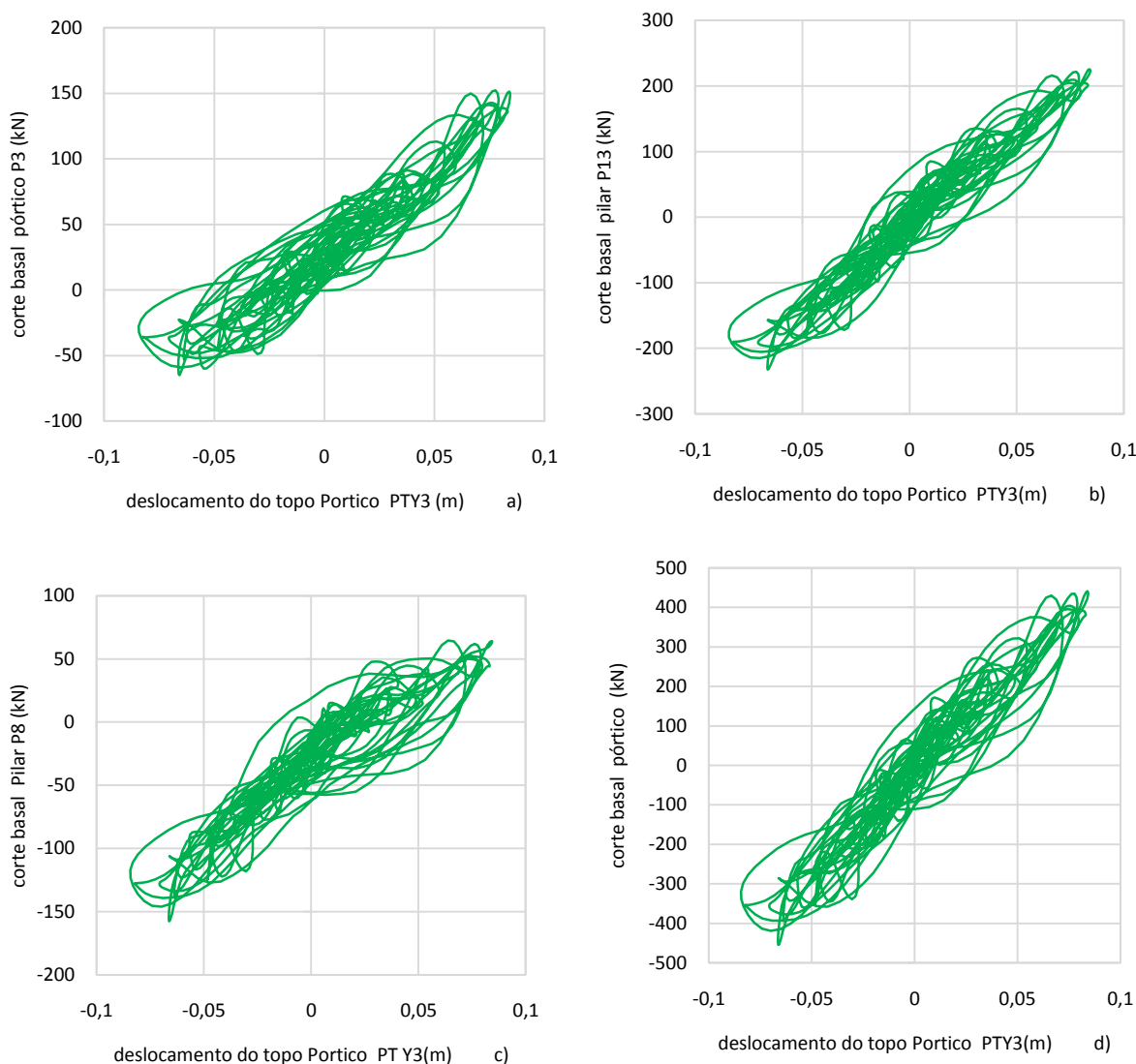


Figura 5. 51 - Diagrama BSTD do pórtico PTY3 a) Pilar P3 b) Pilar P8 c)Pilar P13 d) global

Da análise da figura 5.51, é possível verificar que o corte basal máximo, na base do pilar P3, tem valor 230 kN, valor aproximadamente verificado na base do pilar P13. No pilar P8 este valor assume 170 kN. Em termos globais, o valor de corte basal ascende aos 470 kN.

A figura 5.52 representa a nível local, e considerando a rótula da base do pilar P3, o diagrama momento curvatura e a variação do momento na base deste elemento de acordo com o deslocamento do topo. Confrontando com análise estática, verifica-se que a rótula atinge a cedência, o momento respectivo de 600 kNm. A incursão no domínio plástico ultrapassa em 70% o valor de cedência calculado na análise estática.

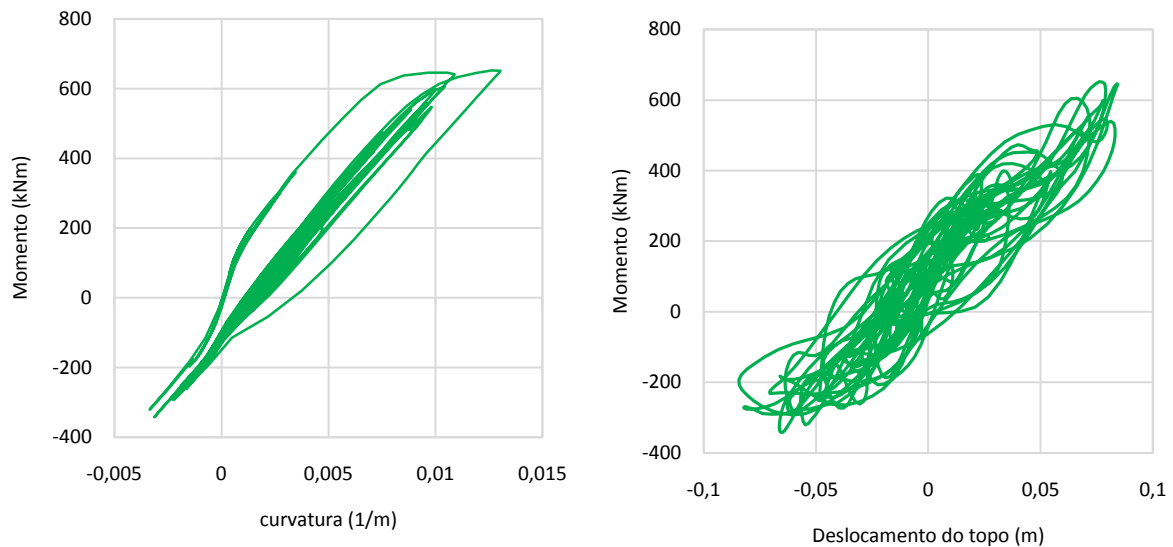


Figura 5. 52 - Relação momento na base do pilar P6 com o deslocamento de topo e com a curvatura da secção

5.5.4 – CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES SOBRE OS MODELOS DE PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

Ao longo deste ponto foram abordados os modelos de plasticidade distribuída em análise estática não linear (pushover uniforme) e dinâmica não linear através do estudo da resposta dos pórticos a um dado acelerograma artificial obtido do espectro de resposta tipo 1. De modo genérico, as seguintes conclusões se podem referir:

- 1 - A utilização de um modelo de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos necessita de uma adequada discretização dos elementos, nomeadamente num dado comprimento de extremidade, dada a implementação das curvaturas com evolução linear.
- 2 – Os resultados em análise estática não linear com padrão de carga aproximadamente triangular demonstram que a modelação DB0.5 efectuada apresenta resultados idênticos a uma formulação em força FB com 7 pontos de integração.
- 3 – Na análise estática não linear, os efeitos de segunda ordem provocam a degradação da resistência de corte basal dos pórticos, levando a diminuições em pórticos de 4 pisos como os estudados de 8 a 10% do valor de pico. No ramo pós pico, as deformações inelásticas levam a endurecimento da resistência, factor que é oposto quando é considerado o efeito de segunda ordem nos pilares resultante.
- 4 – Foram calculadas as curvas de capacidade dos pórticos em corte basal vs deslocamento do topo. O corte basal de pico de PTY3 é da ordem dos 500 kN. Por seu turno, o pórtico PTX2 é da ordem dos 1200 kN. Estes valores ocorrem para um valor de deslocamento do topo das estruturas de 20 cm. Em ambos os casos obteve-se deformação estável, com ductilidade global (considerando este parâmetro como o deslocamento equivalente à degradação de 10% do corte basal de pico) considerável.
- 5 – Foram monitorizadas as rótulas de um pilar, de uma viga do primeiro piso e uma da cobertura, através da evolução das curvaturas e da sua relação com os momentos respectivos.
- 6 – O estudo dinâmico não linear consistiu na aplicação do acelerograma EQ04, obtido através do espectro de resposta linear Tipo 1 da estrutura tridimensional, aos pórticos com modelo DB0.5.
- 7- A introdução de amortecimento de Rayleigh para a rigidez inicial do pórtico de 1% implica a redução dos deslocamentos máximos, comparativamente com a situação de amortecimento nulo. A

representação de efeitos não incorporados na análise não linear leva no entanto à sua consideração neste trabalho, com valor distante dos 5% usados na análise linear.

8 – Os efeitos de segunda ordem promovem o aumento da amplitude dos deslocamentos, bem como ligeiros atrasos de fase comparativamente com a situação simples (sem $P-\Delta$). A sua consideração deve ser efectuada pois altera os resultados; verificou-se uma alteração entre 1 a 2 % em amplitude máxima em nível baixo de plasticidade, sendo potencialmente incrementada a influência com a maior dimensão das incursões no domínio plástico, como indicaram as curvas de capacidade.

9 – Monitorizaram-se os pisos dos pórticos em relação a deslocamentos, deslocamentos relativos entre pisos e corte basal. O deslocamento máximo de topo dos pórticos aproxima os 10 cm.

10 – Os dados analisados neste ponto em modelo em deslocamentos DB0.50 serão confrontados com os modelos de plasticidade concentrada (rótula plástica), sendo analisadas as duas metodologias de análise (estática e dinâmica) não linear para estes modelos. Os parâmetros de comparação consistem nas grandezas estudadas ao longo deste ponto (5.5). O modelo DB0.5 será incluído sempre como barómetro de controlo, uma vez que se assumiu (por objectivo inicial) que este aborda de forma correcta o comportamento real da estrutura (dada a distribuição da plasticidade pelos elementos e a divisão da secção em fibras).

5.6 – MODELOS DE PLASTICIDADE CONCENTRADA (OU DE RÓTULAS PLÁSTICAS)

Os modelos de plasticidade concentrada, como se referiu no capítulo 3 desta dissertação, são compostos por duas zonas de extremidade onde se concentra o comportamento não linear e um tramo central que se assume em regime elástico. Constatou-se no mesmo capítulo que as variáveis chave para a modelação simplificada consistiam de acordo com a formulação teórica: na definição do comprimento da rótula plástica (L_p), na escolha do tipo de integração a efectuar nesse mesmo comprimento (Gauss – Lobatto ou Gauss - Radau) e no tipo de formulação considerado para o elemento (FB ou DB).

Com vista a explorar as variáveis referidas, estudaram-se 2 modelos diferentes de modo a estabelecer a comparação de resultados a que se propõe a presente dissertação. O primeiro dos modelos consiste no modelo de elemento *BeamWithHinges*, implementado no programa OPENSEES. Este modelo tem por base uma modificação à integração de Gauss - Radau com modelo FB para o equilíbrio das zonas críticas. A partir deste modelo pretendia-se avaliar a relação entre os dois tipos de modelo (plasticidade distribuída e concentrada), considerando-se em primeiro lugar um modelo estudado e proposto na ferramenta de cálculo. Este elemento apresenta no entanto formulação das zonas críticas em flexibilidade, factor que levou à definição como anteriormente referido do modelo FB7 para a mesma comparação.

O segundo modelo considerado consistiu numa associação de elementos existentes no mesmo programa: elementos em fibras DB nas zonas de extremidade ligados por um tramo elástico. Este modelo tinha como objectivo, e dada a não existência de um modelo deste tipo predefinido no programa, efectuar a comparação entre tipos de modelação da plasticidade com base numa formulação em deslocamentos das zonas críticas, por oposição a BWH.

O estudo comparativo elaborado tem por base as análises estática e dinâmica não lineares como abordadas nos modelos de plasticidade distribuída. Assume-se a utilização dos modelos DB0.5 como controlo das soluções de rótula concentrada, sendo o estudo de sensibilidade orientado de modo a convergir para a menor diferença entre as modelações. Em todos os modelos BWH as zonas de concentração da plasticidade foram discretizadas em fibras.

5.6.1 - COMPRIMENTO DA RÓTULA LP

No estudo dos pórticos PTX2 e PTY3, definiu-se um conjunto de modelos de rótula plástica variando o comprimento da rótula plástica, L_p . O capítulo 3 referiu alguns dos comprimentos da zona crítica disponíveis na literatura, nomeadamente o preconizado no EC8-1, a proposta de Park-Paulay [24] e a proposta de Priestley [38]. A tabela 5.4 agrupa os valores dos comprimentos calculados segundo cada metodologia, de acordo com as equações referidas no capítulo 3.

Tabela 5. 4 – Comprimentos da rótula plástica considerados

EC8	Lcr	Park - Paulay	$L_p=h/2;h$	Priestley	$L_p=0,08 L + 0,022 f_y e_{dbl} \geq 0,044 f_y e_{dbl}$
Ppiso1	0,67	Ppiso1	0,3	Ppiso1	0,278
Ppiso234	0,6	Ppiso234	0,3	Ppiso234	0,214
Vigas	0,55	Vigas	0,55	Vigas	0,4016

Segundo os comprimentos da rótula plástica referidos, estudaram-se os modelos correspondentes, com as seguintes terminologias, respectivamente: -EC8, -PKPT e -PRPT.

5.6.2 – INTRODUÇÃO AO MODELO BEAMWITHHINGES (BWH)

A base da formulação do modelo BeamWithHinges (BWH) encontra-se referida no Capítulo 3. Este modelo desenvolvido por Scott e Fennes [37] tem como principais características a formulação FB utilizando um elemento central em regime elástico e dois elementos extremos com discretização em fibras. Os pontos de integração são colocados de acordo com a localização referida no Capítulo 3 desta dissertação, coincidentes com os pontos de integração de Gauss-Radau modificado. A figura 3.9d representa a respectiva distribuição dos pontos. A principal alteração ao método de Gauss – Radau consiste na alteração da colocação dos pontos de modo a que o peso w_p do ponto de integração da extremidade do nó viga – pilar seja igual a L_p , o comprimento da rótula plástica especificado. Ou seja, a distribuição de curvaturas é exacta caso a realidade o indique com variação linear. O principal parâmetro de variação das características do modelo consiste no comprimento da rótula plástica, cuja definição é feita pelo utilizador. Por este facto, não se efectuou o estudo dos restantes parâmetros, por se considerar a sua estabilidade com base nos estudos indicados em [37].

O modelo BWH é composto por duas zonas com comportamento inelástico, traduzido ou por um dado diagrama de comportamento histerético fixo ou como definido neste trabalho através de um conjunto de fibras. Relativamente ao tramo central de ligação, é caracterizado pelos parâmetros geométricos Área, Inércia e módulo de elasticidade E_c .

5.6.2.1 – ANÁLISE PUSHOVER

Para os modelos referidos no ponto anterior, efectuou-se a análise pushover para os dois pórticos, comparando os parâmetros globais e locais. No que concerne ao primeiro dos níveis de análise (global), a figura 5.48 representa a comparação das respostas monotónicas do pórtico PTY3 e a figura 5.49 a mesma comparação para o pórtico PTX2. Na comparação efectuada nas figuras, foram dispostas as curvas relativas aos modelos BWHEC8, BWHPKPT e BWHPRPT, em comparação com

os modelos seleccionados no subcapítulo anterior relativos à plasticidade distribuída, ou seja, o modelo FB7 e o modelo DB 0.5. Note-se ainda que a comparação referida tem por base as curvas BSTD dos pórticos, de acordo com a tipologia do gráfico descrito anteriormente.

Analisando a figura 5.53, é possível verificar que para o pórtico PTY3 a variação de valores de pico para os diferentes valores de comprimento da rótula plástica é muito baixa sem diferenças a referir. O andamento das curvas para a evolução do deslocamento do topo é sempre próximo, notando-se apenas uma menor degradação pós-pico da resistência no modelo de BWHPRPT. Nos modelos de plasticidade distribuída observa-se a coincidência dos ramos antes e pós pico, com diferenças no valor máximo que se apresenta superior em DB mas com diferenças baixas (aproximadamente 5%).

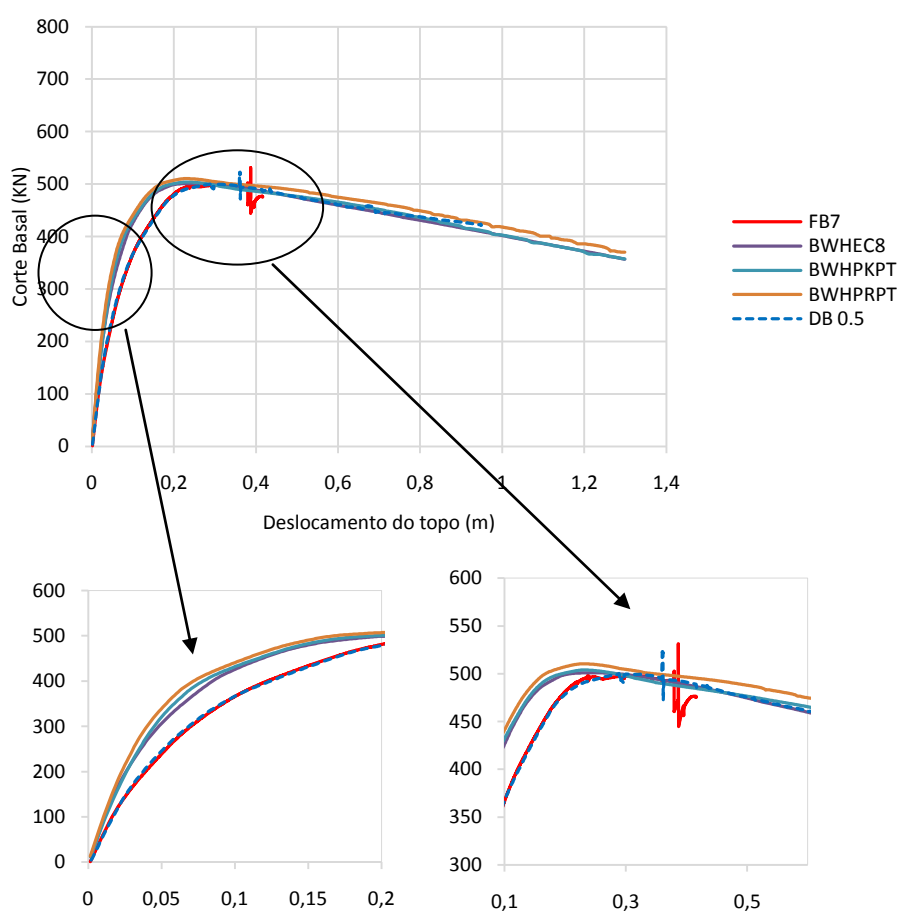


Figura 5. 53 – Comparação dos modelos de plasticidade distribuída com os modelos BWH do pórtico PTY3

Efectuando a comparação entre os dois tipos de modelos, verifica-se que em termos de valores de pico as diferenças verificadas são quase nulas quando comparadas com os valores da formulação em deslocamentos e com diferenças de aproximadamente 2% para os valores da formulação em força. O tramo pós pico apresenta coincidência com os valores de modelação de L_p apresentados no EC8, com ligeiras diferenças para os valores de Park e Paulay. O modelo de Priestley apresenta diferenças de pico e de andamento inicial pós pico, embora para grandes deslocamentos e grau superior de plasticidade este modelo apresente convergência para o modelo DB0.5. Observando os modelos de rótula e observando em paralelo os comprimentos de rótula definidos, verifica-se que a alteração do comprimento crítico dos pilares tem menor influência aparente que o comprimento das vigas, uma vez que as curvas BWHEC8 e BWHPKPT são aproximadamente coincidentes, por oposição ao modelo

BWHPRPT que, ao diminuir os comprimentos críticos das vigas, gera menores rotações nestes pontos e consequentemente a sobre - resistência verificada.

As principais diferenças entre os modelos de plasticidade distribuída e os modelos de plasticidade concentrada concentram-se no ramo inicial antes da resistência de pico. A resposta elástica, comandada em parte pela consideração do comportamento do tramo central, provoca a diferença nas respostas devido à fendilhação. Enquanto os modelos de plasticidade distribuída apanham o efeito na envolvente trilinear de momento curvatura, como verificado na figura 5.23, a consideração do módulo de elasticidade inicial $E_c=31\text{GPa}$ como executado nos modelos anteriores implica a não captação deste fenómeno no tramo central, o que leva à diferença de inclinações verificada. Como se previa, o comportamento não linear após o pico de resistência passa a ser controlado pelas secções das rótulas, factor que leva à convergência das curvas.

A figura 5.54 representa os drifts do pórtico para os valores globais de 1% e 2% seguindo a metodologia de análise do modelo de plasticidade distribuída.

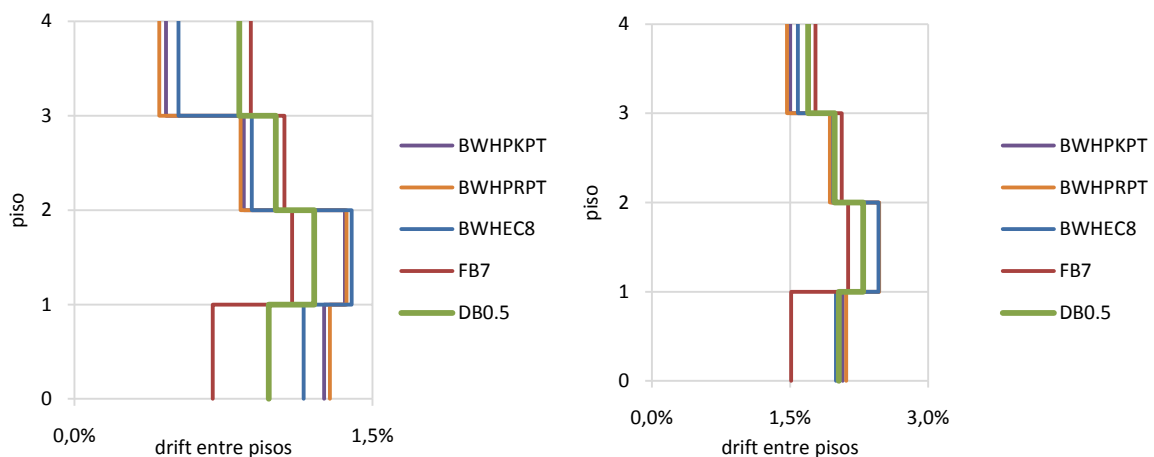


Figura 5. 54 – Representação dos drifts entre pisos para a)1% drift global e b)2% drift global

Como se pode confirmar com a análise dos gráficos da figura 5.55, os deslocamentos relativos da estrutura para os vários modelos BWH coincidem ou apresentam ligeiras diferenças. Quando comparados com os valores relativos a FB7, conclui-se que os vários pisos apresentam valores concordantes. FB7 apresenta diminuição do drift entre pisos no segundo piso, enquanto este valor aumenta nos modelos BWH. Este modelo apresenta ainda drift superior no piso 4 relativamente aos modelos de rótula. Note-se ainda que os modelos de plasticidade distribuída com formulação em força (FB7) e deslocamento (DB0.5) apresenta drifts para os deslocamentos considerados do topo semelhantes, sendo a diferença mais concentrada no primeiro piso. A diferença dos drifts aponta para uma ligeira diferença nas deformadas do modelo de rótula comparativamente aos modelos de fibras. Este aspecto levará, numa análise dinâmica (não linear) a possíveis discrepâncias dos deslocamentos, colocando em causa a aplicabilidade dos modelos que aparentam, em termos de resistência em corte basal, traduzir bem a distribuição da plasticidade através da concentração deste efeito nas rótulas.

As considerações e observações efectuadas para o pórtico PTY3 são verificadas de modo semelhante para PTX2, como o demonstra a figura 5.55, em termos de corte basal relativamente ao deslocamento do topo.

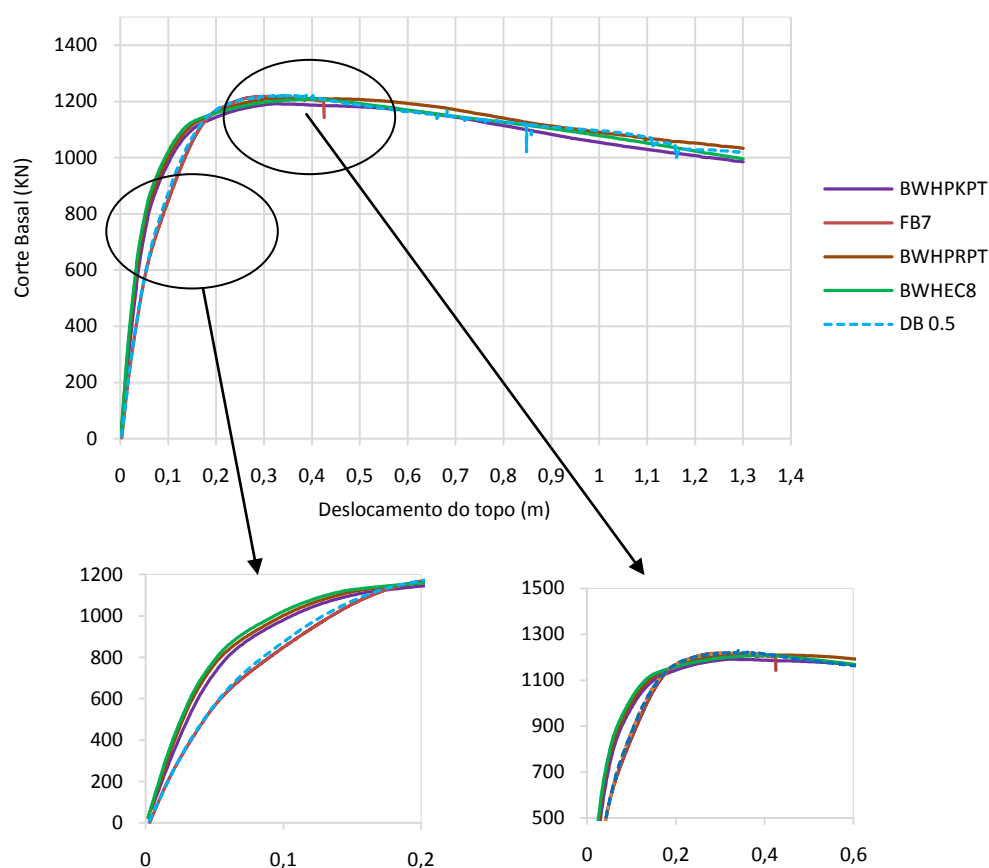


Figura 5. 55 - Comparação dos modelos de plasticidade distribuída com os modelos BWH do pórtico PTX2

Como se verifica na figura 5.55, a proximidade dos valores de pico é semelhante à verificada em PTY3, mantendo as diferenças no ramo elástico inicial. O abaixamento pós pico é inferior no caso do modelo FB, embora com diferenças nos ramos adjacentes de resistência baixas. Os modelos BWHEC8 e BWHPKPT acompanham bem os valores de pico e plasticidade iniciais, enquanto BWHPRPT representa melhor a plasticidade para deslocamentos elevados. A figura 5.56 representa os drifts para 1% e 2% de drift global, como referido para PTY3.

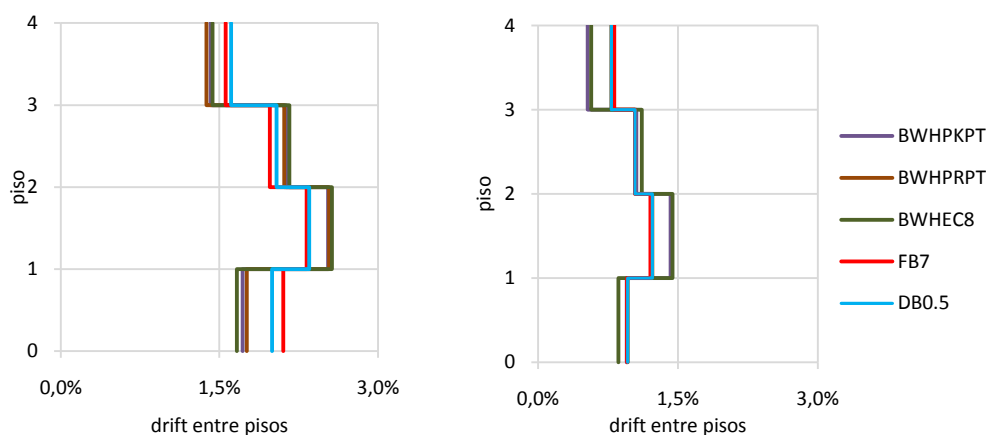


Figura 5. 56 - Representação dos drifts entre pisos para a) 1% drift global e b) 2% drift global

No que concerne às deformadas, as conclusões relativas ao pórtico PTY3 aplicam-se a PTX2, com diferenças de drifts mais acentuadas no primeiro piso. No segundo ponto de controlo, ditado pelos 2% drift global, as diferenças diminuem, a semelhança do que sucedeu em PTY3. Note-se que em 1%, onde o regime elástico é mobilizado, a diferença das curvas dita a menor convergência de drifts, atingida em 2% onde o comportamento não linear é accionado.

O estudo local de evolução das curvaturas não pode ser efectuado uma vez que os resultados não coincidem devido aos diferentes pesos dos pontos de integração. Enquanto o modelo FB7 é calculado com base em Gauss-Lobatto, o modelo BWH efectua o cálculo com base nas posições e pesos de Gauss-Radau modificado.

A análise pushover permite, em suma, através dos modelos BWH, usando o comprimento crítico igual à altura das vigas estimar, nos pórticos estudados, as resistências em corte semelhantes aos modelos de plasticidade distribuída, em termos de valores máximos e em comportamento plástico. A análise da deformada demonstra resultados inconsistentes que podem não permitir análise dinâmica coerente, especialmente em regime elástico.

5.6.2.2 – ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO (TIME-HISTORY)

A figura 5.57 efectua a comparação dos modelos de plasticidade distribuída em DB0.5 com os modelos de rótula referidos no ponto anterior em termos de comportamento cíclico devido à acção do sismo EQ04, através da representação da evolução do deslocamento do topo no tempo.

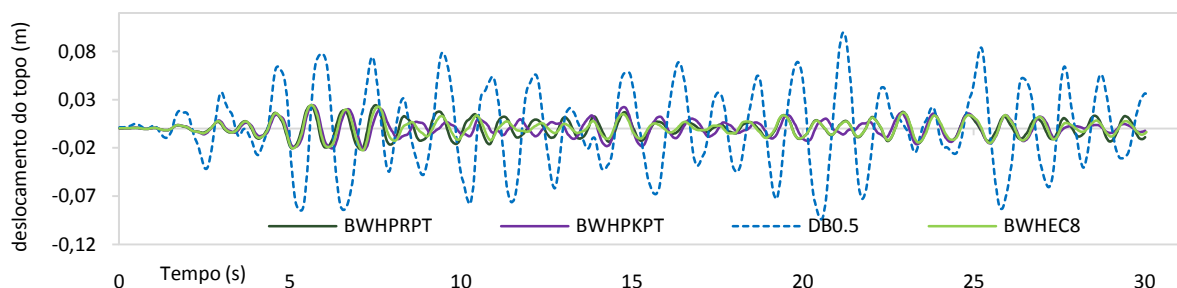


Figura 5. 57 – Comparação da resposta dos modelos BWH com o modelo DB0.5 à acção EQ04 de PTY3

Analisando o gráfico da figura 5.57 das respostas do deslocamento do topo em função do tempo do pórtico PTY3, verifica-se que a resposta não se encontra em fase em alguns intervalos, em particular a partir do instante 5 segundos. Em termos de amplitude, verifica-se que a resposta apresenta um amortecimento interno do modelo muito superior, o que resulta num conjunto de deslocamentos da ordem dos 50 a 70% do deslocamento indicado pelo modelo DB0.5. Embora a comparação exaustiva das formulações DB e FB não faça parte do âmbito deste trabalho, a consideração do modelo BWH, cuja formulação das zonas de concentração do comportamento inelástico é efectuada em força, implica a comparação desta resposta com a do modelo FB7 considerado na análise pushover. Uma vez que o mesmo tipo de discrepâncias foi observado na comparação não representada de DB0.5 com FB7, compararam-se os resultados provenientes dos modelos BWH com o modelo de fibras com formulação em força, de modo a perceber a representatividade dos modelos de rótula neste contexto. As figuras 5.58 a 5.60 representam a comparação dos modelos BWH com FB7 do pórtico PTY3.

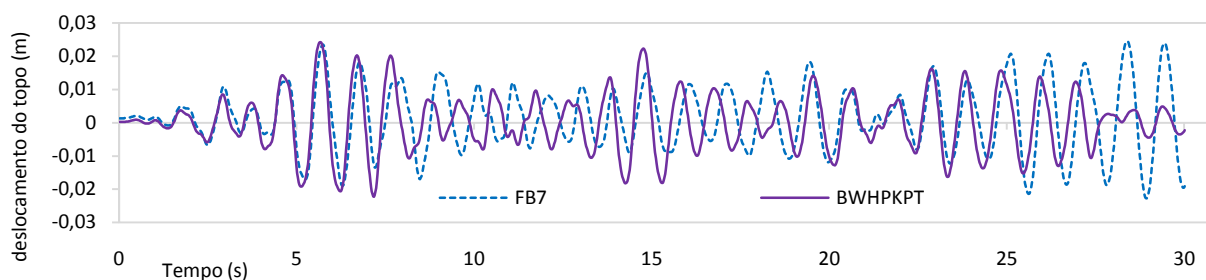


Figura 5. 58 – Comparação da resposta do modelo BWHPKPT com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04

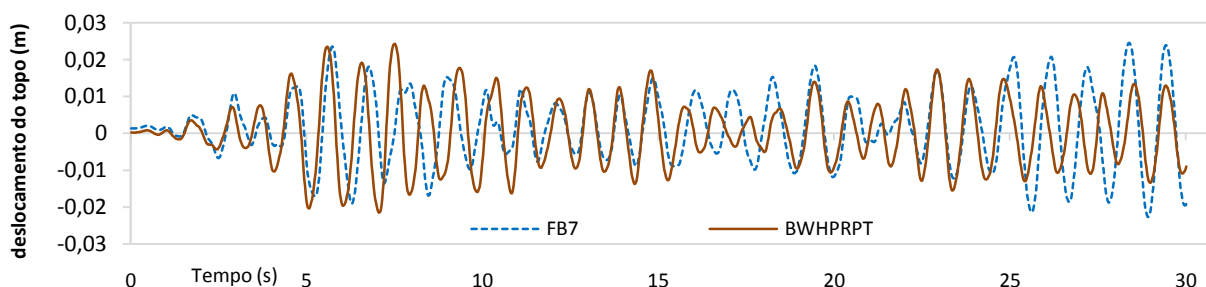


Figura 5. 59 - Comparação da resposta do modelo BWHPRPT com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04

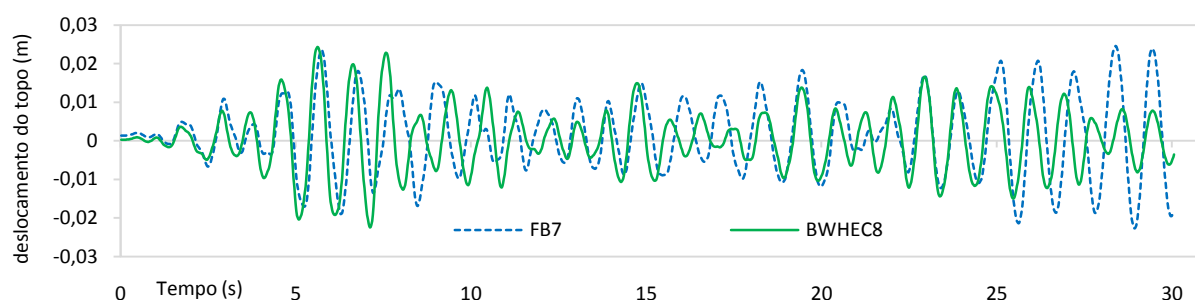


Figura 5. 60 - Comparação da resposta do modelo BWHEC8 com FB7 do pórtico PTY3 devido a EQ04

A análise das figuras demonstra que comparando com o modelo de plasticidade distribuída com formulação em força, a diferença de amplitudes é em geral diminuída, com coincidências em alguns dos picos. A fase dos modelos não é constante, existindo intervalos em que os modelos coincidem (inclusive em amplitude) e instantes em que o contrário se verifica.

A alteração da amplificação dos deslocamentos e a respectiva amplitude máxima em cada onda pode ser relacionada com a distribuição da plasticidade nos elementos, o que reflecte igualmente sobre a influência do comprimento crítico definido. Embora em termos gerais, e caso o estudo efectuado fosse unicamente direccionado para a estimativa do deslocamento máximo, todos os modelos indicassem um valor máximo de 2,4 cm no presente estudo, este valor não se verifica para o mesmo instante. O facto das respostas não se encontrarem sempre em fase implica tal conclusão, que pode gerar conclusões pelo lado da insegurança na utilização destes modelos. Ora, dada a insuficiência dos modelos considerados, relativamente aos modelos de fibras, definiu-se um conjunto de modelos com diferentes comprimentos críticos nas vigas e nos pilares. Num primeiro caso, variando o comprimento crítico dos pilares, através de dois modelos com $L_p=0,2m$ e $L_p=0,5m$, não se verificou alteração da resposta. Contudo, alterando o comprimento crítico das vigas para valores superiores a 0,55m, com o

comprimento da rótula nos pilares constante e igual 0,3m constata-se as respostas aproximam a fase com a mesma amplitude aproximadamente. As figuras 5.61 a 5.64 representam a resposta do modelo BWHCONV definido nas condições enunciadas anteriormente em comparação com FB7 nos diferentes pisos do pórtico.

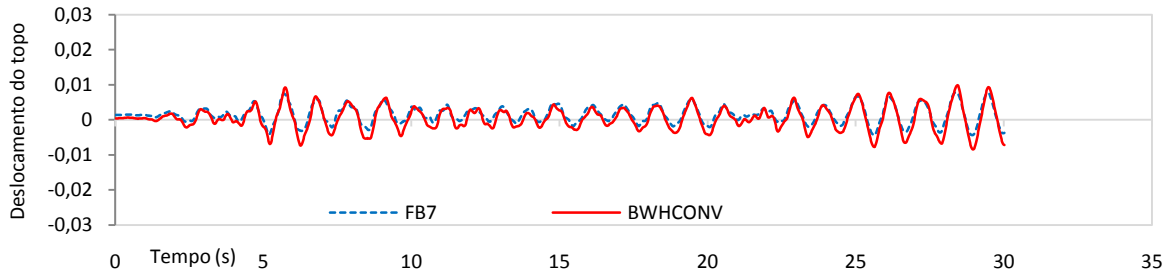


Figura 5. 61 - Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 1

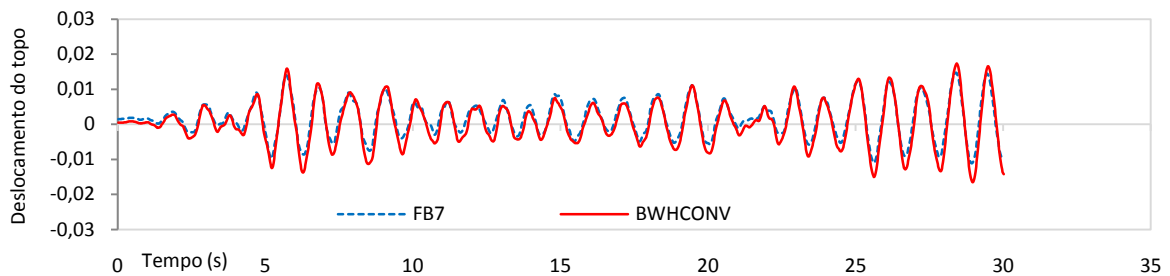


Figura 5. 62 - Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 2

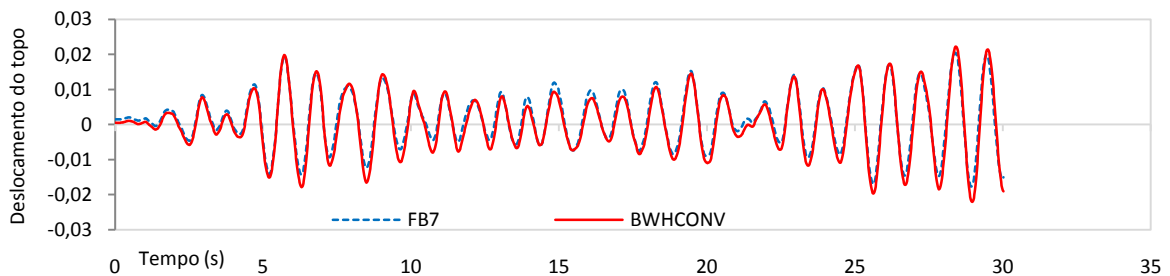


Figura 5. 63 - Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 3

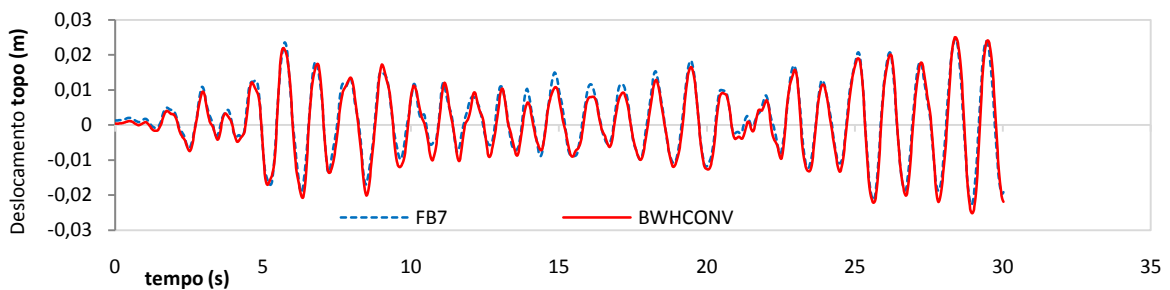


Figura 5. 64 – Comparação da resposta dos modelos BWHCONV e FB7 no piso 4

Como indicam as figuras, as respostas encontram-se em fase em todo o período de aplicação da acção sísmica. A amplitude dos deslocamentos é em geral superior no modelo de rótula plástica, o que aponta para uma estimativa segura deste parâmetro.

No que concerne aos esforços, representou-se na figura 5.65 a evolução do corte basal na base dos pilares com o deslocamento do topo. As figuras 5.65 a), b) e c) referem-se aos pilares P3, P8 e P13 respectivamente, enquanto a figura 5.65 d) representa a evolução do corte basal global do pórtico com o mesmo deslocamento. A análise da figura indica que também em termos de esforços os dois modelos coincidem, com valores de corte basal máximo aproximadamente equivalentes. Note-se, a título indicativo, que estes valores rondam os 50% do valor estimado para o modelo DB0.5, como representado na figura 5.51 do presente capítulo, como se compreende pela diferença de deslocamentos do topo impostos. Estas questões, como várias vezes se referiu ao longo deste trabalho, são inerentes ao tipo de modelação adoptado (FB ou DB), questão não abordada na presente dissertação de forma directa.

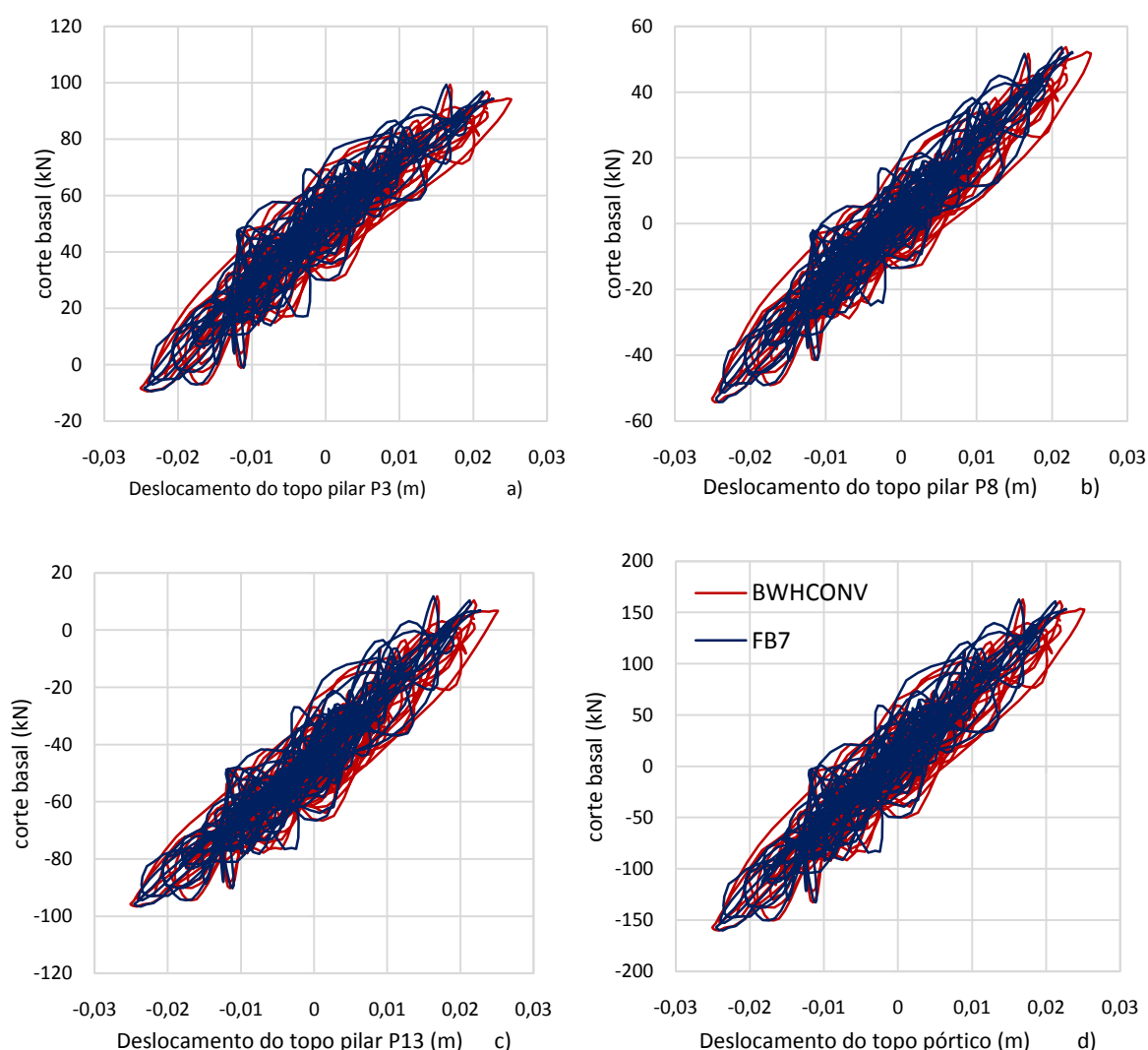


Figura 5. 65 – Evolução do corte basal com o deslocamento do topo a)P3 b)P8 c)P13 d)PTY3

Relativamente ao pórtico PTX2, as figuras 5.66 a 5.68 representam a resposta dos modelos BWH considerados comparativamente com FB7. Tal como verificado em PTY3, os diferentes comprimentos críticos nos pilares e nas vigas apresentam problemas de fase e de amplitude de deslocamentos.

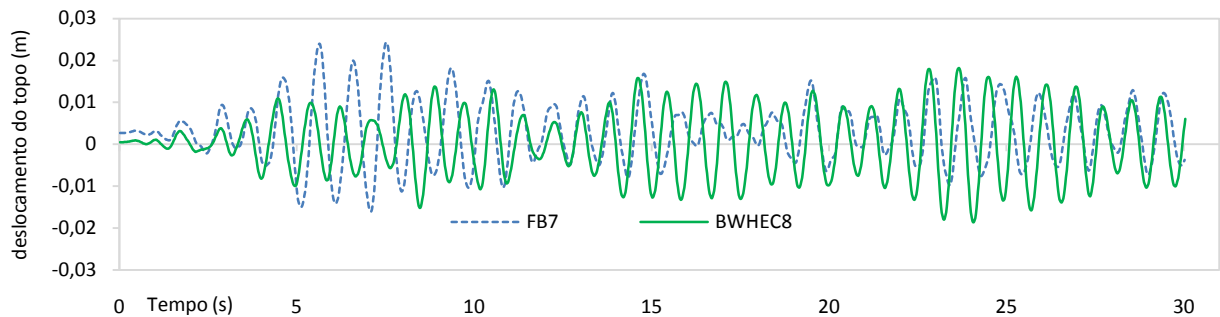


Figura 5. 66 - Comparação da resposta do modelo BWHEC8 com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04

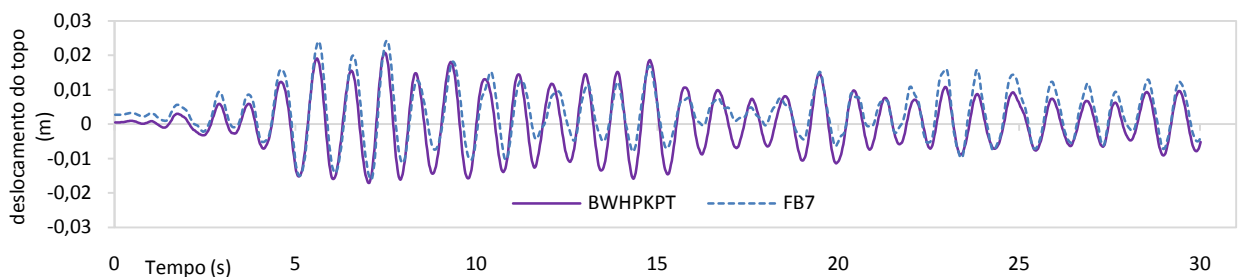


Figura 5. 67 - Comparação da resposta do modelo BWHPKPT com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04

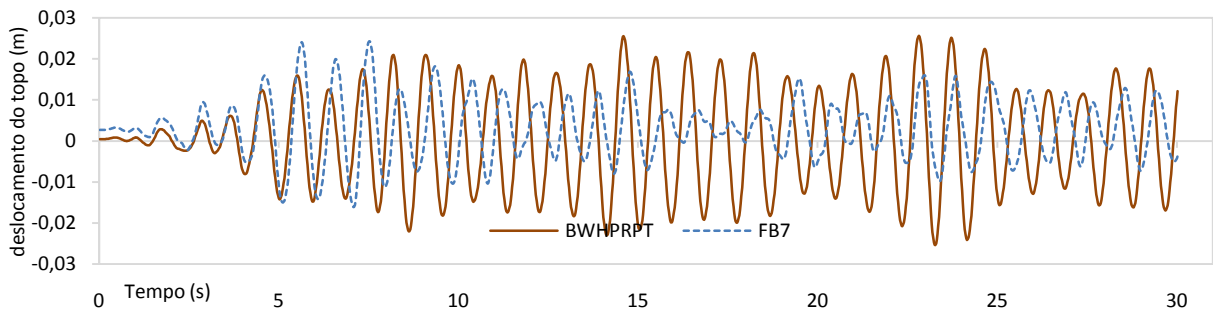


Figura 5. 68 - Comparação da resposta do modelo BWHPRPT com FB7 do pórtico PTX2 devido a EQ04

A análise das respostas dos modelos BWH do pórtico PTX2 demonstram que o modelo BWHPKPT, correspondente aos comprimentos críticos de Park-Paulay, apresenta-se totalmente em fase com o modelo FB7. A resposta acompanha os picos em cada instante, apresentando amplitudes em geral superiores, à excepção das amplitudes de deslocamento positivo (segundo a convenção definida) em alguns instantes. Os restantes modelos não apresentam resultados semelhantes, sendo que o modelo BWHEC8 apresenta melhores resultados que BWHPRPT, que após uma fase inicial possivelmente de regime elástico perde a fase e deixa de ter representatividade quando o comportamento inelástico é mobilizado. Considerando o modelo BWHPKPT, representaram-se nas figuras 5.69 a 5.71 a evolução dos deslocamentos nos pisos do pórtico em comparação com FB7.

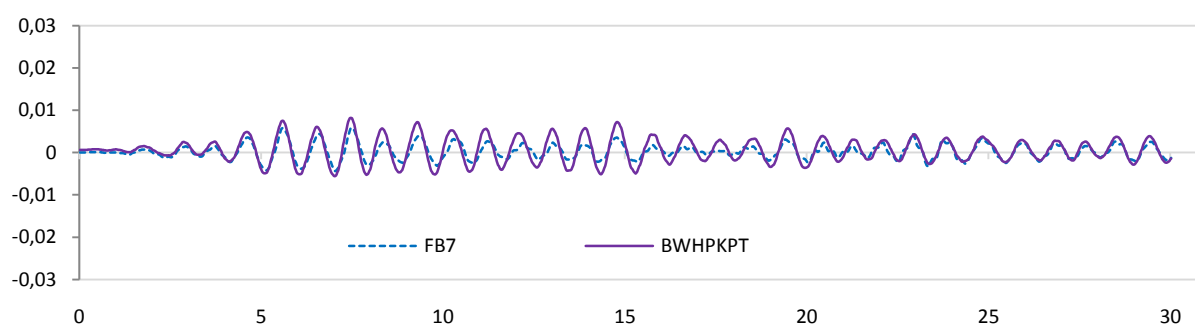


Figura 5. 69 – Evolução dos deslocamentos no primeiro piso nos modelos FB7 e BWHPKPT

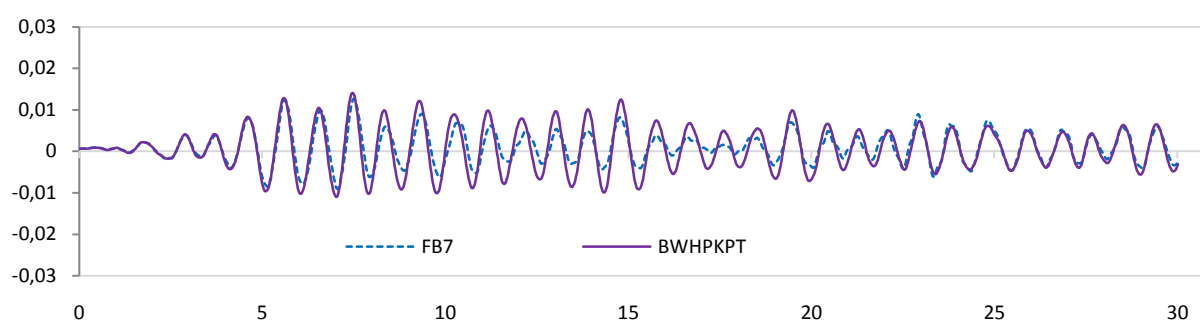


Figura 5. 70 - Evolução dos deslocamentos no segundo piso nos modelos FB7 e BWHPKPT

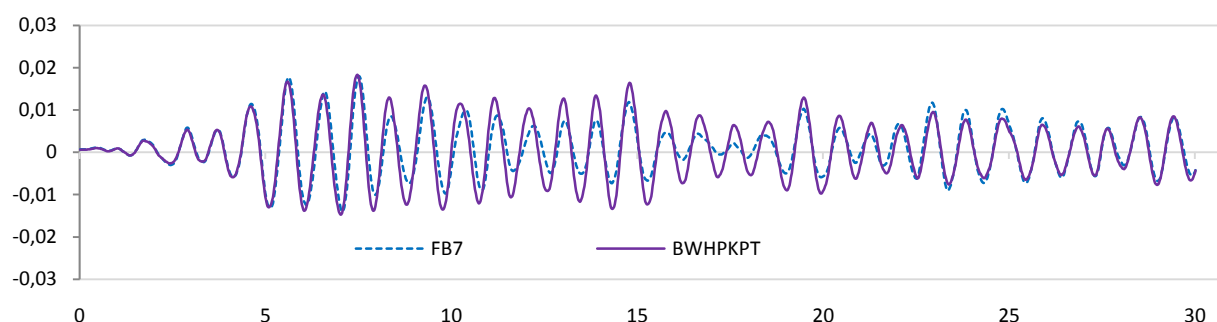


Figura 5. 71 - Evolução dos deslocamentos no terceiro piso nos modelos FB7 e BWHPKPT

Como demonstram as figuras, a resposta do modelo BWHPK apresenta representação total da fase e das amplitudes dos deslocamentos de FB7 em todo o período da acção sísmica. A estimativa dos deslocamentos é em geral superior no modelo de rótula plástica, o que se demonstra adequado a uma situação de análise. A figura 5.72 representa a evolução do corte basal do pilar P8 e do pórtico com o deslocamento do topo. Os valores obtidos são aproximadamente coincidentes, sendo a magnitude superior nos modelos simplificados. Note-se mais uma vez que estes valores ficam muito aquém dos estimados pelo modelo DB0.5.

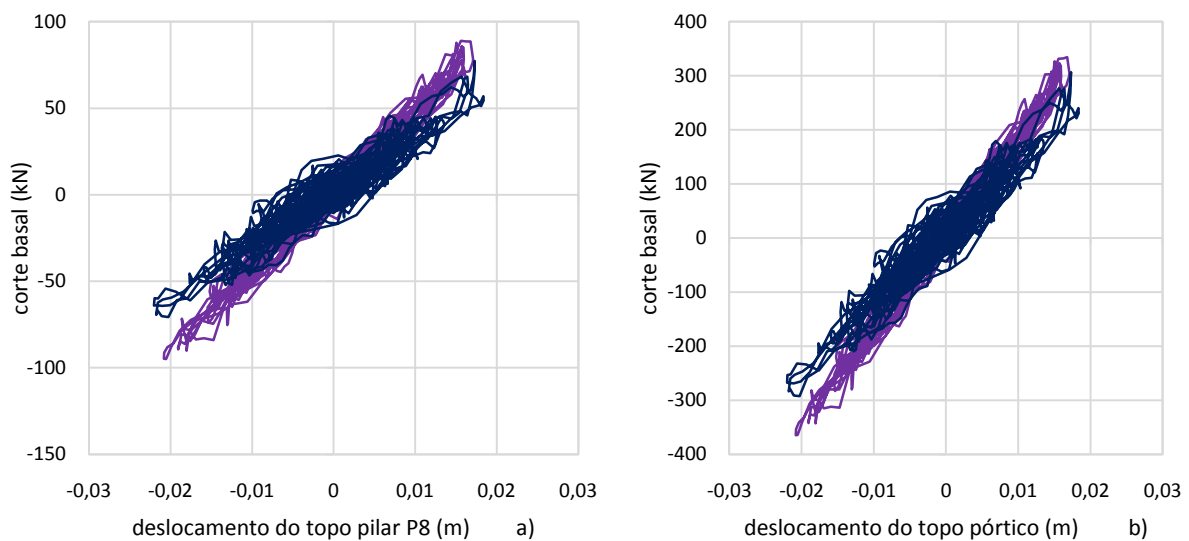


Figura 5. 72 - Evolução do corte basal com o deslocamento do topo a)P8 b)PTX2

Os comprimentos críticos no caso do pórtico PTX2 coincidiram com uma das soluções propostas na bibliografia, ao contrário do que sucedeu em PTY3. De facto, os modelos BWH apresentam grande sensibilidade a este factor na estimativa de deslocamentos, com particular relevo, nos casos estudados, dos comprimentos crítico das vigas. A correcta estimativa destes parâmetros não pode ser admitida por uma solução única, uma vez que a variabilidade de configurações geométricas, resistência e rigidez alteram, como sugere este estudo, o comportamento adequado aos modelos de plasticidade distribuída.

A alteração da modelação e da formulação usada no estudo de pórticos planos não demonstrou grande influência na análise estática (monotónico) efectuada no ponto anterior, com os resultados globais a seguirem em geral um conjunto de valores consistentes de pico de comportamento não linear. Esta observação pode ser feita com base nos modelos de plasticidade distribuída (FB e DB) e nos modelos BWH estudados. Contudo, quando o comportamento cíclico é mobilizado, a mesma conclusão não pode ser deduzida, dadas as diferenças de fase e amplitude verificadas. Quando se analisa os valores do corte basal mobilizado no sismo em comparação com os valores ditados na análise pushover, verifica-se que existe diferença considerável. Este facto, em adição à diferença de magnitude nos deslocamentos verificada, sugere uma possível incorrecção na modelação efectuada, possivelmente, cujas causas não foram, por limitação temporal, estudadas nesta dissertação. Embora esteja documentada e identificados alguns factores que contribuem para a perda de objectividade da formulação em força, cujas correcções dependem em parte das opções de modelação, não se procurou estudar a sua potencial existência, uma vez que se desviaria do âmbito deste trabalho (análise comparativa dos modelos de plasticidade distribuída e concentrada com base em modelos simples). Note-se inclusive que a abordagem principal, como se referiu na análise dos modelos de plasticidade distribuída (ver 5.5) passaria pela abordagem dos modelos em deslocamentos, sendo a comparação de formulações introduzida devido à análise do modelo calibrado disponível no Opensees (i.e. BWH). A coerência dos modelos com formulação em força permite, apesar das potenciais incorrecções de análise/modelação não resolvidas, verificar a aplicabilidade, nesta formulação, dos modelos de plasticidade concentrada. O ponto 5.7 apresenta uma discussão mais alargada da comparação de resultados obtidos nas diferentes formulações, introduzindo os resultados da análise elástica tridimensional e procurando estabelecer pontos de convergência e divergência das formulações.

5.6.3 – INTRODUÇÃO AO MODELO DISPWITHHINGES (DISPWH)

Dado a análise anteriormente efectuada apresentar uma formulação das zonas críticas diferente da formulação usada nos modelos de plasticidade distribuída, considerou-se um novo modelo de rótula plástica usando a formulação em deslocamentos nas zonas de concentração de plasticidade, nas extremidades dos elementos, através de elementos pré definidos no programa OPENSEES, de acordo com o disposto na figura 5.73.

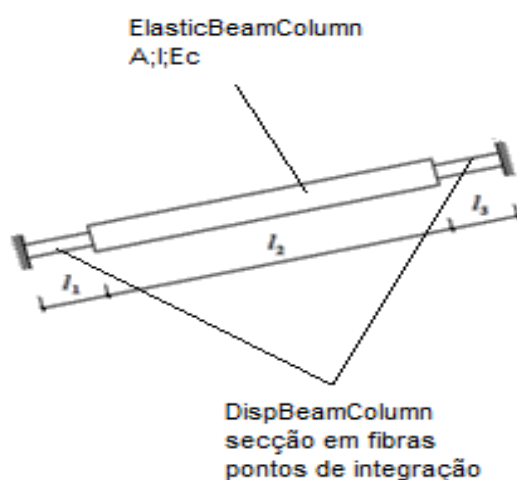


Figura 5. 73 – Representação da associação de elementos utilizada nos modelos DISPWH

Como indica a figura 5.73, a não linearidade é concentrada nas secções de extremidade no comprimento da rótula plástica (L_p), através de um elemento discretizado em fibras com formulação em deslocamentos. O tramo interior é caracterizado pelas propriedades geométricas, ou seja a área (A) e a inércia (I) das secções transversais. Em termos de estudo de sensibilidade conduzido na presente análise, consideraram-se dois aspectos como principais condutores teóricos de alteração da resposta: o comprimento das zonas críticas (e consequentemente do elemento não linear definido) e o valor do módulo de elasticidade elástico considerado. Relativamente a este parâmetro, e dada a associação de elementos que compõe o modelo, o efeito da fendilhação no elemento interior, cuja representação é introduzida pelo módulo de elasticidade, foi considerado inicialmente com o valor E_{c28} . Efectuou-se posteriormente uma iteração com o valor indicado pelo EC8 correspondente a metade da rigidez elástica como tradução do efeito da fendilhação.

5.6.3.1 – ANÁLISE PUSHOVER

Tal como se desenvolveu para o modelo BWH, a primeira análise consistiu na variante estática da análise não linear através do cálculo pelo método pushover. O primeiro passo consistiu na análise dos modelos com os comprimentos das zonas críticas de acordo com a tabela 5.4, usando o módulo de elasticidade $E_{c28} = 31$ GPa como representação dos elementos elásticos. A consideração deste valor está associada à premissa relativa ao estado das zonas centrais dos elementos. Assumiu-se que como o comportamento não linear dos elementos é por definição dos modelos concentrado nas extremidades, nestas zonas se concentrem significativamente os fenómenos de rotação e fendilhação, funcionando a zona interior como bloco ao longo da deformação ligado aos apoios pelas rótulas. A figura 5.74 representa as várias curvas BSTD dos pórticos PTX2 (a) e PTY3 (b)).

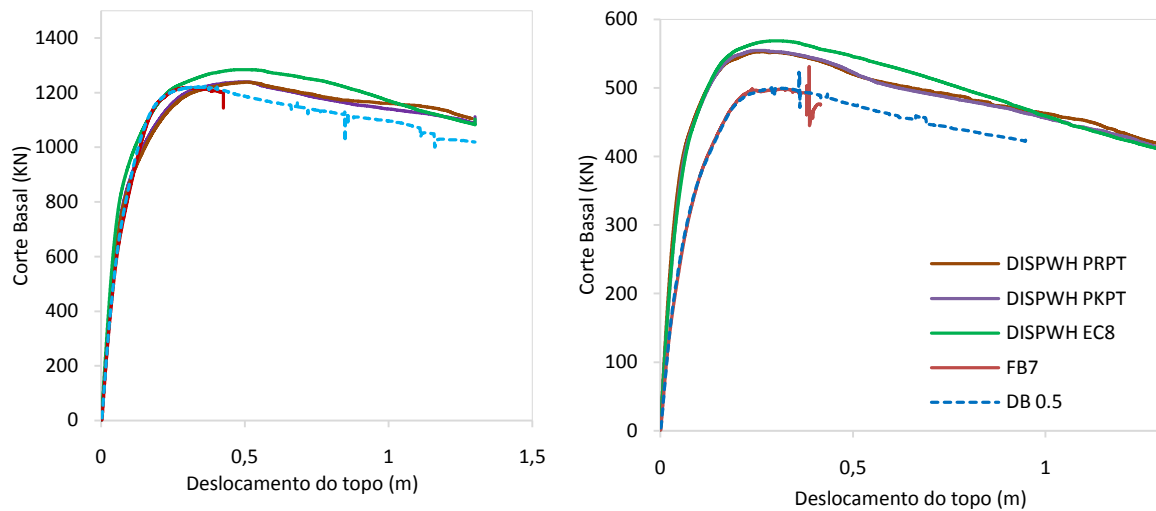


Figura 5. 74 – Representação das curvas BSTD a) PTX2 b) PTY3

Analisando a figura 5.74 a), verifica-se que os modelos de rótula apresentam diferença generalizada para os modelos de fibras, no caso do pórtico PTX2. Os modelos de rótula concentrada seguem aproximadamente um desenvolvimento paralelo ao ramo plástico das curvas BSTD dos modelos de fibras. As principais diferenças constam no valor de pico do corte basal, valor este que difere em ambos os casos em 100 kN aproximadamente. As mesmas conclusões podem ser retiradas da análise da figura 5.74 b), relativa ao pórtico PTY3. Em ambos os casos, a curva de modelação dos comprimentos críticos do EC8 apresenta resultados menos favoráveis.

A diferença uniforme verificada para todos os comprimentos críticos remete para a possibilidade da fendilhação nos tramos centrais apresentar algum desenvolvimento e ter influência na determinação da resistência da estrutura. Embora esta diferença fosse espectável, pelo que se verificou em BWH no tramo inicial, as diferenças de pico nas curvas não seriam espectáveis. De modo a interpretar qual a influência do módulo de elasticidade do tramo central, cujo comportamento no modelo BWH não suscitou grandes diferenças, definiram-se novos modelos com o E_c do tramo central igual a 15 GPa, aproximadamente o valor de 50% da rigidez em regime elástico dos elementos. Os gráficos da figura 5.75 representam os resultados obtidos considerando as condições anteriormente enunciadas.

Analisando os gráficos referidos, verifica-se convergência dos valores de pico nos dois pórticos de modo generalizado. Como se esperava, o ramo inicial correspondente à resposta em regime linear apresenta coincidência aproximada em todas as curvas. O andamento no tramo plástico é sensivelmente paralelo ao ramo dos modelos de fibras, com diferenças baixas de corte basal, o que demonstra a relativa adequabilidade do modelo de concentração de plasticidade em relação ao modelo de fibras. O modelo EC8 apresenta maior valor do corte basal de pico nos dois casos, embora o andamento da curva em regime plástico seja aparentemente mais concordante que os restantes modelos.

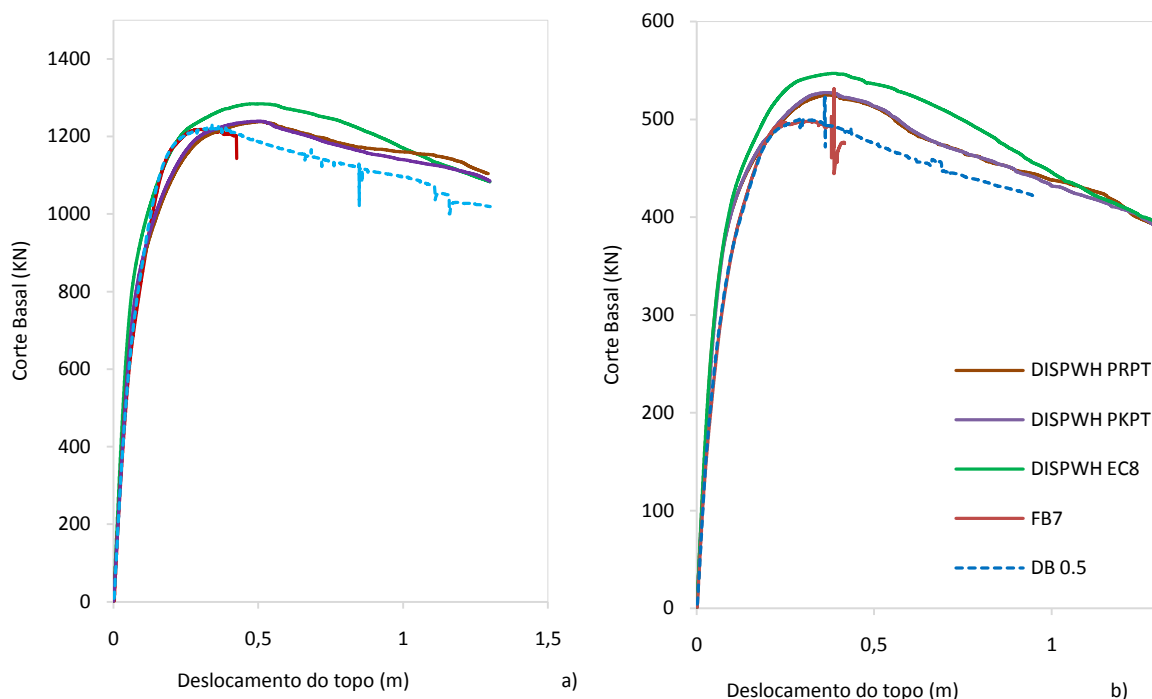


Figura 5. 75 - Representação das curvas BSTD com 50% E_c na rigidez do tramo elástico a) PTX2 b) PTY3

A análise efectuada revela a sensibilidade do modelo considerado ao módulo de elasticidade considerado na representação do modelo de rótula concentrada definido. Embora o regulamento (EC8 – 1) defina a necessidade de cálculo em regime fendilhado em regime elástico, indicando na via de cálculo não linear a consideração da envolvente no mínimo bilinear e a diminuição em regime elástico da rigidez a metade, os resultados obtidos no presente estudo sugerem uma variabilidade considerável deste parâmetro. Em teoria, os resultados deveriam no mínimo na zona linear inicial apresentar coincidência, dada a resposta em regime elástico até a formação da primeira rótula. A curva com os comprimentos críticos definidos de acordo com o EC8 consegue captar nesta configuração a rigidez elástica, embora o elevado comprimento da rótula nos pilares leve a valores de pico do corte basal altos em relação aos modelos de fibras. As diferenças verificadas não são contudo muito importantes. No pórtico PTY3 todos os modelos apresentam resposta acima dos valores dos modelos de fibras, embora as diferenças não sejam muito elevadas (da ordem dos 30 kN). No caso de PTX2 estas diferenças são menores, sendo que os modelos PKPT e PRPT apresentam diferente degradação após a zona potencial de formação da primeira rótula plástica. Os valores de pico são semelhantes, embora para deslocamentos mais elevados nos modelos simplificados, o que parece induzir um menor ritmo de formação de rótulas plásticas (o mesmo se verificando em PTY3) nos modelos DISPWH.

Os resultados obtidos em termos de drifts indicam algumas diferenças nos modelos calculados. A figura 5.76 corresponde aos drifts do pórtico PTY3 para os modelos PKPT com módulo de elasticidade total e com valor 50%. Os modelos seleccionados indicam que em termos de drifts os modelos com E_c aproximam melhor os valores dos modelos de fibras, com maior incidência em 2% de drift global. Por oposição, verificam-se em ambos os gráficos diferenças de amplitude dos drifts entre os modelos de fibras e de 50% E_c , sendo as diferenças mais acentuadas para 2% de drift global, correspondendo ao regime plástico, como se esperaria pela avaliação para tal deslocamento do comportamento do gráfico BSTD (PK ainda não atingiu o valor de pico).

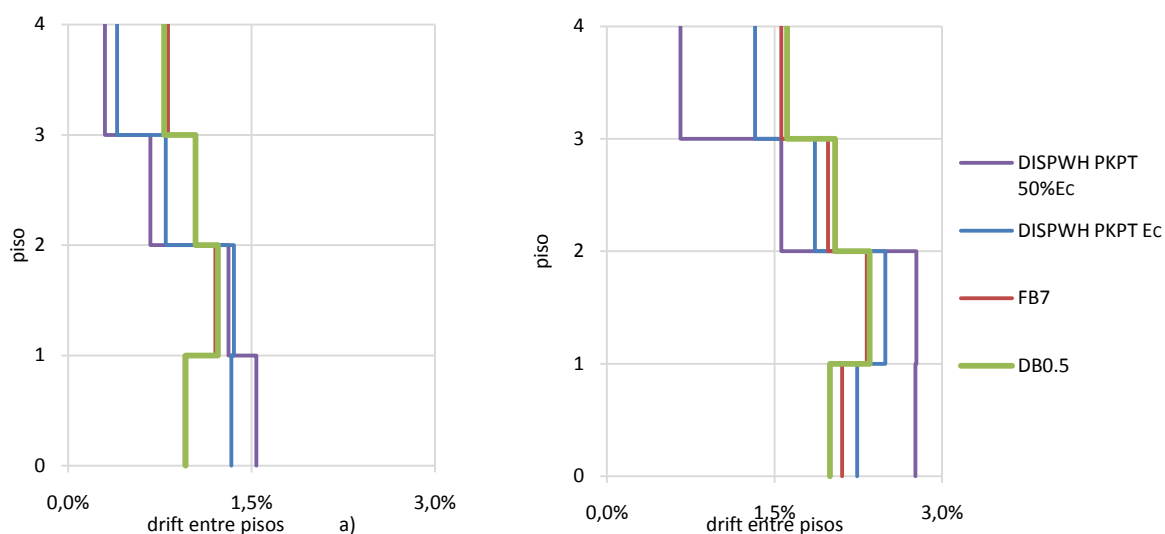


Figura 5. 76 – Representação dos drifts entre pisos de PTY3 para a)1% drift global e b)2% drift global

5.6.3.2 – ANÁLISE POR INTEGRAÇÃO NO TEMPO (TIME-HISTORY)

Estudando em primeiro plano o pórtico PTX2 e considerando, tal como para BWH as resposta ao acelerograma EQ04, representou-se na figura 5.77 os resultados relativos ao deslocamento do topo dos vários modelos DISPWH considerados com E_c no tramo elástico igual a E_{c28} , 31 GPa. No mesmo gráfico representa-se a resposta de DB 0.5.

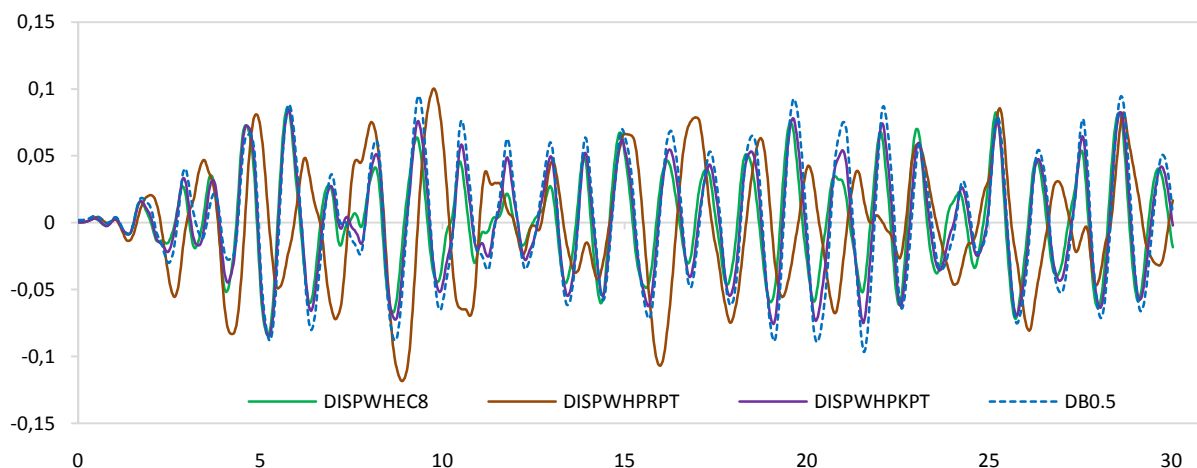


Figura 5. 77 – Representação do deslocamento do topo do pórtico PTX2 dos modelos DISPWH devido a EQ04

Como se pode verificar na figura, o modelo DISPWHEC8 não apresenta uma resposta coerente com o modelo DB0.5, sendo o contrário verificado para os restantes modelos DISPWH representados. Estes apresentam-se em fase com o modelo de fibras, diferindo unicamente o valor da amplitude dos deslocamentos. Deste modo verifica-se a influência do comprimento crítico das vigas na resposta, uma vez que a sua alteração provoca a diferença na fase da resposta do modelo PRPT, contrariamente aos

restantes modelos em que se varia o comprimento dos pilares e a resposta não sofre alterações significativas. Os modelos EC8 e PKPT apresentam amplitudes semelhantes, sendo no entanto superior a magnitude de PKPT. Os valores dos deslocamentos do modelo PKPT aproximam em geral os valores de pico do modelo de fibras calculado em deslocamentos (DB0.5).

Com base nas informações sugeridas pela análise pushover, calcularam-se os mesmos modelos usando metade do valor do módulo de elasticidade para o tramo central. A figura 5.78 representa a evolução do deslocamento do topo do pórtico PTX2 obtido nesta configuração.

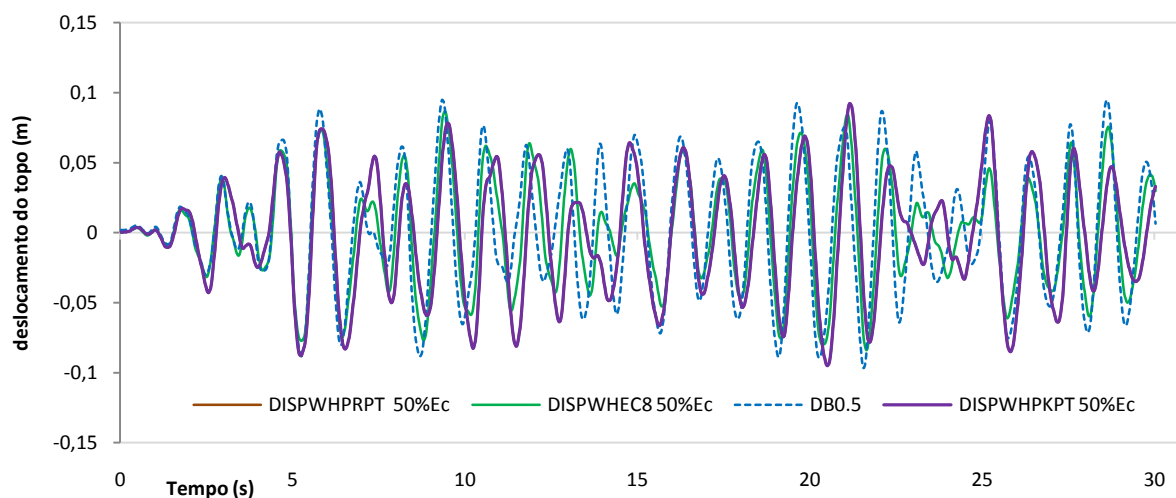


Figura 5. 78 - Representação dos modelos DISPWH com $E_c=15$ GPa (meia rigidez no tramo elástico)

As conclusões relativas à configuração representada são semelhantes às obtidas com a rigidez elástica inicialmente considerada. O modelo com os comprimentos críticos de Priestley não apresenta fase, embora se verifique maior concordância com o desenvolvimento de DB0.5. Os modelos PKPT e EC8 apresentam resposta em fase com o modelo de fibras e com amplitudes aparentemente compatíveis, sendo no entanto ligeiramente inferiores em relação à condição inicial de E_c elástico. Conclui-se portanto, em concordância com os resultados da análise pushover, que o modelo PKPT apresenta significativa representatividade da resposta do modelo de fibras considerando o tramo elástico com rigidez total, quer em termos de desenvolvimento da curva quer em termos de amplitudes. De acordo com a premissa enunciada, representou-se nas figuras 5.79 a 5.82 a resposta individualizada de DISPWHPKPT nos diferentes pisos de PTX2 em termos de deslocamento do topo.

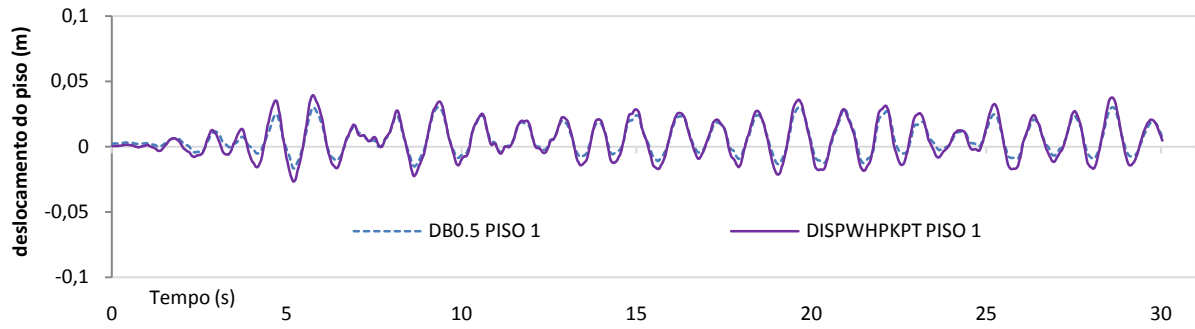


Figura 5. 79 - Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 1

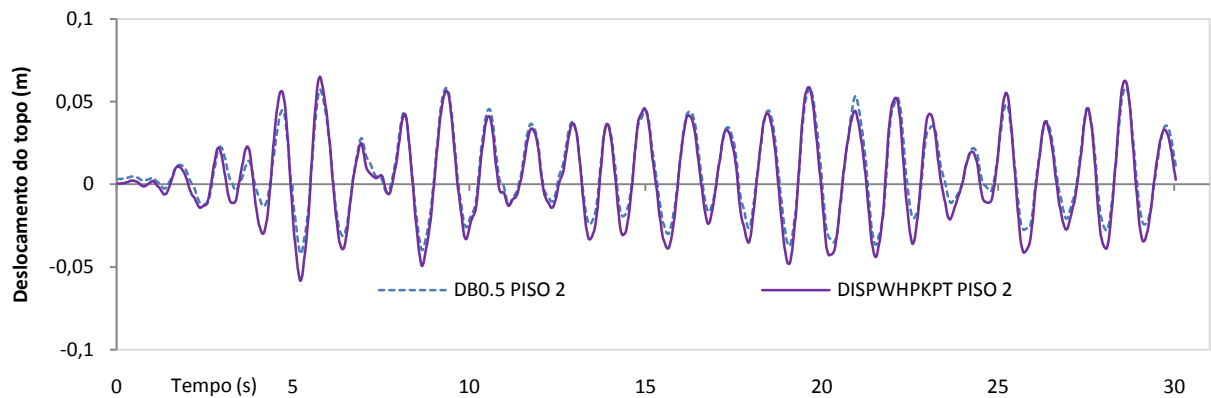


Figura 5. 80 - Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 2

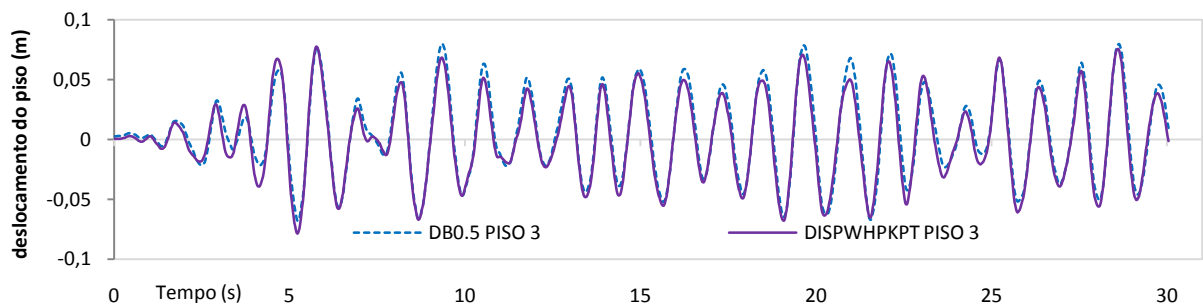


Figura 5. 81 - Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 3

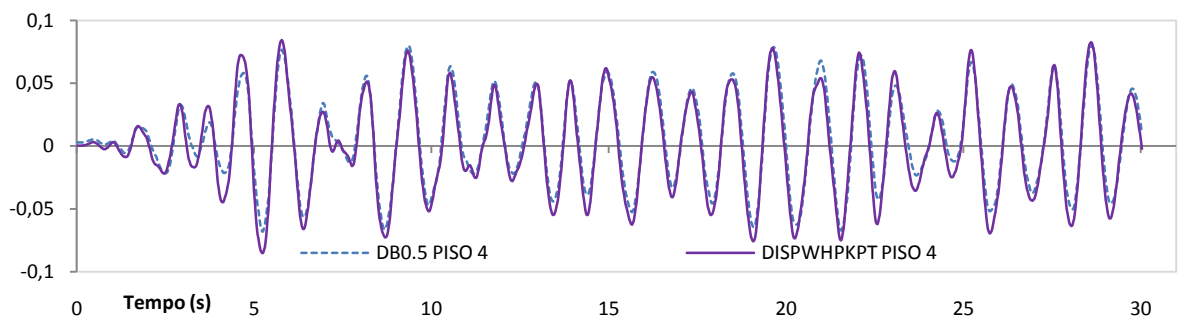


Figura 5. 82 – Comparação da resposta do modelo DISPWHPKPT com DB0.5 do pórtico PTX2 no piso 4

Como é possível verificar nas figuras 5.79 a 5.82, os deslocamentos do modelo DISPWHPKPT são aproximadamente iguais em todos os picos da resposta aos valores obtidos no mesmo tipo de formulação do modelo de fibras. Os resultados consistentes em todos os pisos demonstram a possível consideração de um diagrama de comportamento seccional elástico no patamar central, fora das zonas críticas, para uma estimativa do comportamento da estrutural em termos globais, no que concerne à deformação. Note-se que a mesma conclusão se pode deduzir para os drifts entre pisos, que obedecem à variação de deslocamentos entre pisos. Como referido anteriormente, e embora não representado, o comportamento do modelo DISPWHEC8 é muito semelhante ao do modelo referido. Este facto indica a influência aparentemente mais considerável da modelação do comprimento crítico das vigas neste tipo de análise, uma vez que não resultam grandes alterações quando se duplica o comprimento crítico dos pilares. Em termos de esforços, representou-se na figura 5.83 a evolução do corte basal com o deslocamento do topo dos pilares (a, b, c) e do pórtico (d).

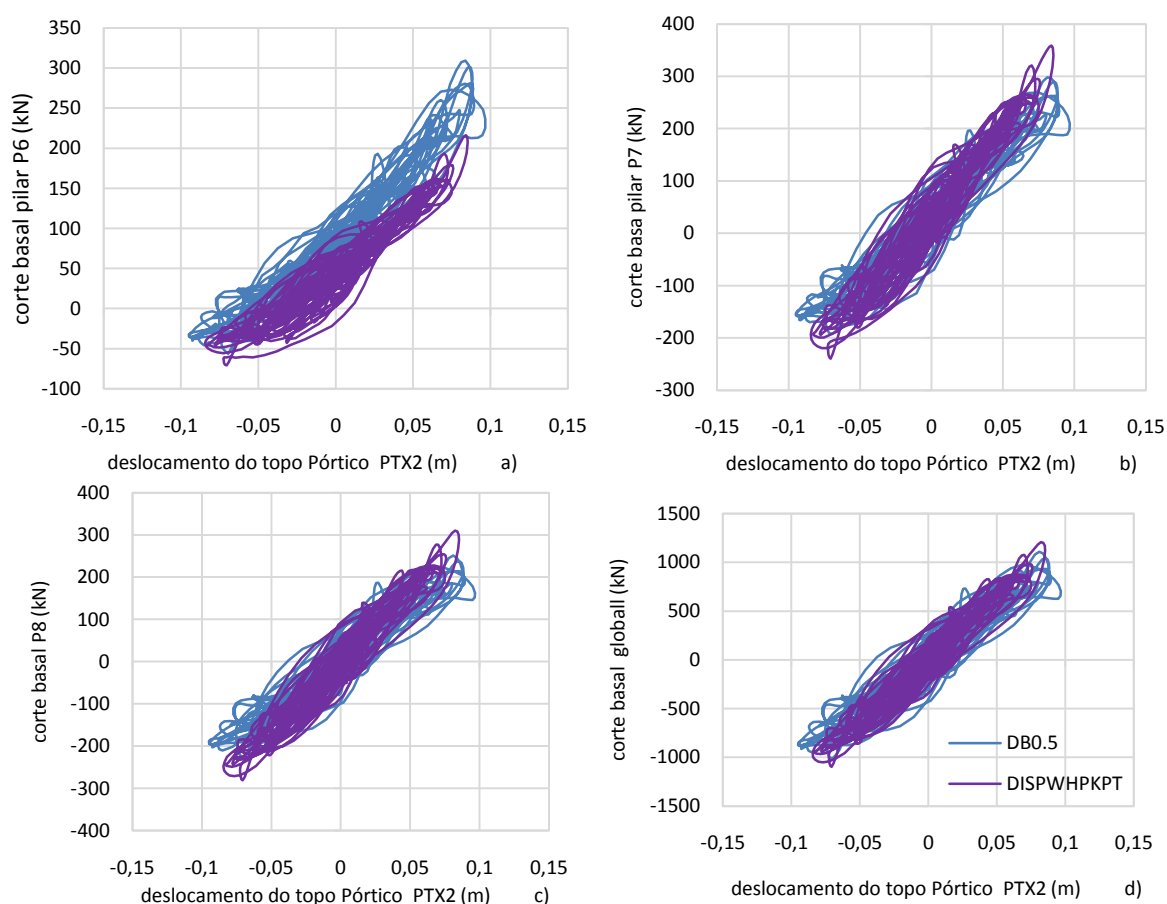


Figura 5. 83 – Comparação do corte basal dos modelos DISPWHPKPT e DB0.5 em a)P6 b)P7 c)P8 d)PTX2

Como se pode concluir pela análise das figuras, em termos globais o corte basal resultante no pórtico coincide com o valor ditado pela análise em fibras, quer em termos de dissipação de energia quer em termos de valores máximos obtidos. A mesma conclusão pode ser obtida para os pilares P7 e P8. No caso do pilar P6 verifica-se uma translação da resposta do pilar provocada por um valor de corte basal inicial inferior ao valor dado pelo modelo de fibras. Em termos globais a resposta do pórtico apresenta resultados coerentes com os resultados do modelo de plasticidade distribuída. Note-se que os valores

obtidos são da ordem dos valores máximos obtidos na análise pushover, o que permite ter a percepção da coerência dos resultados obtidos (ao contrário do referido para BWH/FB7). A análise a nível local carece da mesma coerência, como já foi referido na questão levantada no modelo BWH. Os modelos de fibras necessitaram de uma discretização mais abrangente na zona crítica de modo a calcular a curvatura e permitir a análise correcta do elemento. O sub-elemento limite de extremidade de 0,25m de comprimento nas vigas não permite efectuar a comparação com o elemento DISP de 0,55m definido, uma vez que o peso atribuído ao ponto de Gauss-Lobatto de extremidade levaria a diferentes valores de curvatura, ainda que a evolução geral da curvatura, e de acordo com a evolução dos parâmetros globais, aparente ser equivalente.

A figura 5.84 representa a resposta dos modelos DISPWH do pórtico PTY3 em comparação com o modelo DB0.5 do mesmo pórtico. A figura representa o conjunto de respostas, tal como efectuado inicialmente para PTX2, considerando o tramo elástico com E_{c28} .

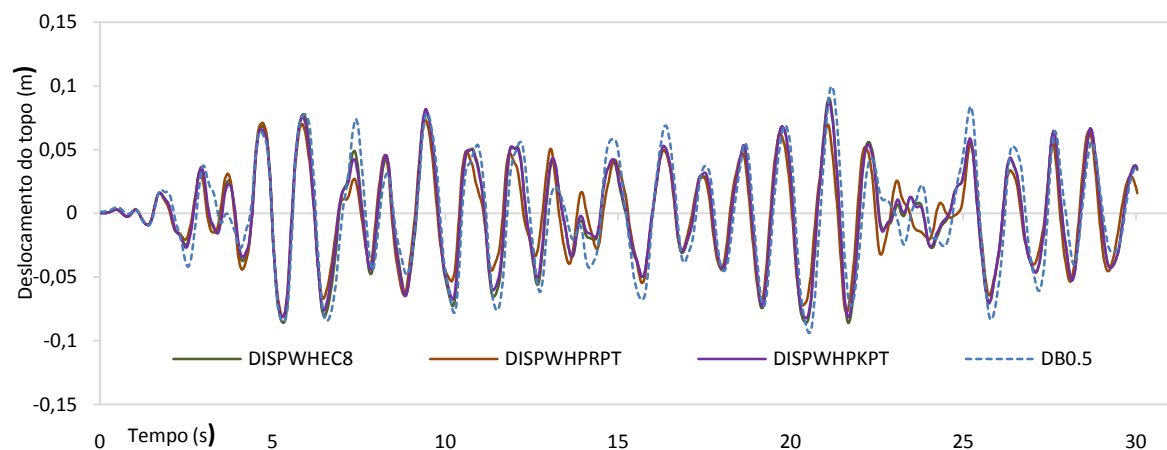


Figura 5. 84 - Representação do deslocamento do topo do pórtico PTY3 dos modelos DISPWH devido a EQ04

A resposta dos modelos aproxima o deslocamento ditado pelo modelo de fibras em aproximadamente todos os picos, sem alteração da fase ao longo do intervalo de acção sísmica. Não se verifica grande variabilidade de valores dos deslocamentos relativamente aos diferentes comprimentos críticos definidos, sendo que a única diferença (ainda que não muito relevante) se concentre na fase em alguns pontos no modelo DISPWHEC8. Tal como efectuado para PTX2, efectuou-se o mesmo estudo mas alterando o módulo de elasticidade do tramo central para metade da rigidez elástica, através da alteração de E_c a metade como já efectuado em análises anteriores. A figura 5.85 representa os resultados obtidos nas condições enunciadas.

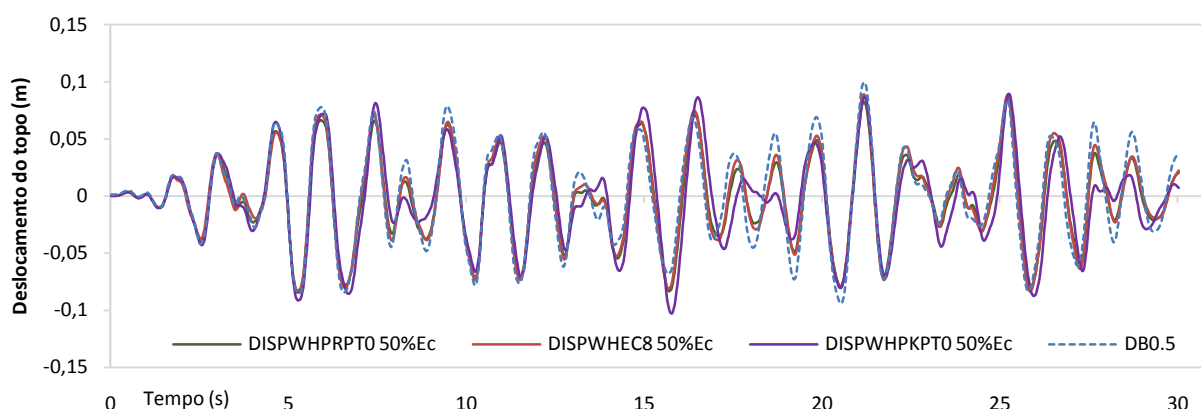


Figura 5. 85 - Representação dos modelos DISPWH com $E_c=15$ GPa (meia rigidez no tramo elástico)

Como resultado da alteração do módulo de elasticidade do tramo central verifica-se um aumento ligeiro da amplitude generalizado em todos os picos da resposta. Em termos de fase, o modelo EC8, que anteriormente não apresentava a desejada coerência em todos os pontos, demonstra ser aquele que melhor traduz a resposta do modelo de fibras DB0.5. Os restantes modelos também apresentam melhorias na coerência de valores em todos os pontos, sendo a amplitude do modelo PKPT em geral o valor mais alto dos modelos simplificados. A representação, tal como se verificou na análise pushover, do tramo com a rigidez mais baixa aproxima os valores da resposta, embora a melhoria verificada não seja tão considerável como a verificada na curva BSTD. No entanto, a validade do modelo simplificado confirma os resultados gerais analisados em termos de deslocamentos para PTX2; a substituição dos elementos em fibras por um dado comprimento nas extremidades onde se concentra a não linearidade anexado a um elemento central com comportamento elástico não traduz elevada variabilidade nos resultados, sendo que a definição do comprimento crítico e a definição adequada do módulo de elasticidade elástico, com a alternativa referida na análise pushover através da análise seccional em momento-curvatura, constituem dificuldades que alteram ligeiramente a resposta nos casos estudados. Considerando as conclusões relativas à análise pushover do pórtico PTY3 em adição aos resultados representados, estudou-se o desenvolvimento dos deslocamentos dos pisos do modelo DISPWHEC8 em comparação com DB0.5. As figuras 5.86 a 5.89 representam a comparação referida nos diferentes pisos.

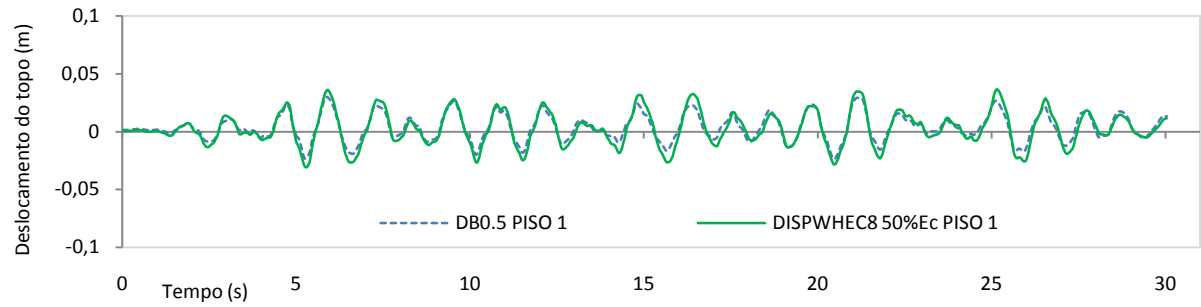


Figura 5. 86 - Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 1

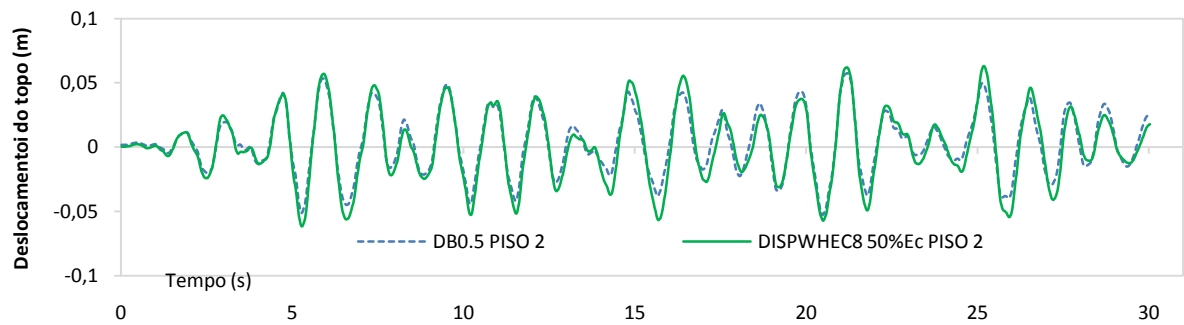


Figura 5. 87 - Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 2

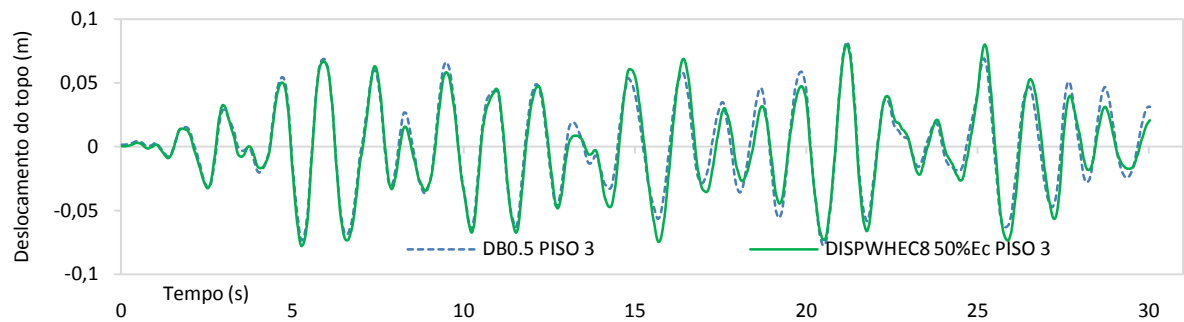


Figura 5. 88 - Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 3

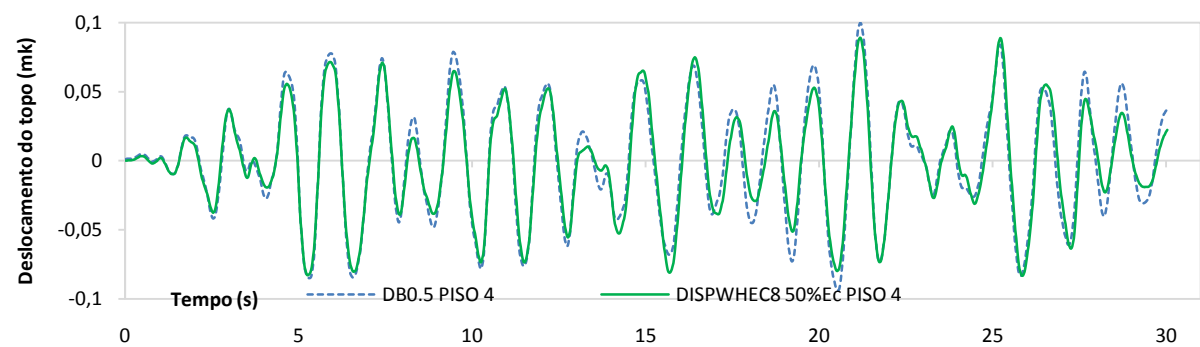


Figura 5. 89 - Comparação da resposta do modelo DISPWHEC8 com DB0.5 do pórtico PTY3 no piso 4

Como demonstram as figuras, o ajuste das curvas em todos os pisos é verificado, atingindo amplitudes em deslocamento da mesma ordem de grandeza. A mesma conclusão pode ser aferida relativamente aos deslocamentos relativos entre pisos, dada a concordância se verificar em todos os pisos. No que concerne aos esforços, a figura 5.90 representa para o modelo de rótula referido o corte basal do pilar central e do pórtico.

Analisando as figuras, verifica-se que os valores de corte basal obtidos em cada um dos pontos apresentam algumas variações nos pilares, embora os valores globais do pórtico sejam coerentes. Como se pode observar na figura 5.90 a), existe diferença na dissipação de energia entre os modelos, com o modelo de rótula EC8 a apresentar menor desenvolvimento e menor valor de corte basal máximo relativamente a DB0.5. Por oposição, o pilar central apresenta maior valor de corte basal no modelo de rótula que no modelo de fibras, o que sugere alteração no modelo simplificado das condições de rigidez. Este efeito já havia sido notado na análise do pórtico PTX2, nomeadamente nos pilares mais exteriores onde variações semelhantes de corte basal foram identificadas.

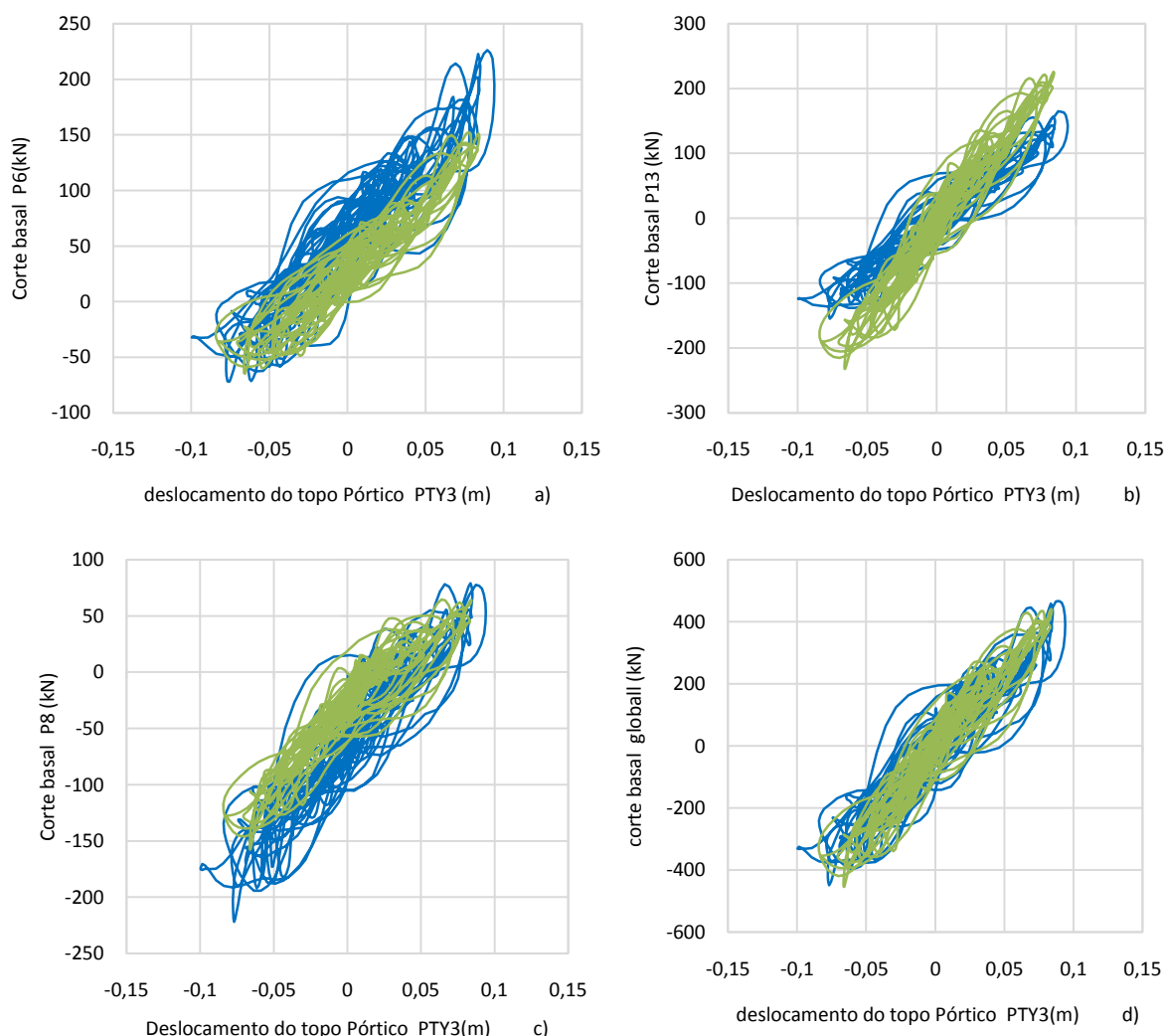


Figura 5. 90 - Comparação do corte basal dos modelos DISPWHPKPT e DB0.5 em a)P3 b)P13 c)P8 d)PTY3

No entanto, e analisando os valores do corte basal global na base do pórtico, verifica-se que a rigidez global é bem captada, dada a coincidência dos diagramas. A nível local, e considerando os valores de corte basal obtidos, aparentemente existem algumas diferenças de evolução das curvaturas, embora tal efeito não se reflecta na resposta global em termos de deslocamentos. Como se referiu anteriormente, este factor, e dados os diferentes pesos dos pontos de integração, não possibilitam uma análise directa.

O estudo de PTY3 com o modelo BWH em confrontação com os resultados do modelo de fibras formulado em deslocamentos apresenta resultados globais coerentes, embora, tal como se verificou na análise pushover, esta análise esteja dependente dos comprimentos críticos e do valor do módulo de elasticidade elástico introduzido no tramo central. No entanto, fica demonstrado por outro lado a influência do tipo de formulação adoptada no cálculo da rigidez dos comprimentos críticos onde se introduz o comportamento não linear, visto que neste caso o modelo de rótula apresenta claramente resultados concordantes com DB0.5, distantes dos valores indicados pelo modelo BWH, cuja formulação estava concordante com os resultados de FB7. Note-se no entanto que estas alterações não se verificam na análise pushover onde em geral se verifica um valor base de pico no corte basal onde todos os modelos convergem.

5.6.4 – CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES SOBRE OS MODELOS DE PLASTICIDADE CONCENTRADA

Ao longo do ponto anterior foram desenvolvidos e detalhados os modelos de plasticidade concentrada (ou de rótula plástica). Foram abordadas as metodologias de análise estática não linear (pushover uniforme) e de análise dinâmica por integração no tempo e comparados os resultados obtidos com os modelos de plasticidade distribuída. O seguinte conjunto de conclusões pode ser identificado.

1 – De um modo geral a modelação dos modelos de plasticidade concentrada apresenta menor complexidade, uma vez que são claramente diminuídos, em relação aos modelos de plasticidade distribuída com formulação em deslocamentos, o número de elementos necessários para o cálculo. Em termos de parâmetros seccionais e materiais, apenas é necessária a definição das secções correspondentes aos comprimentos críticos, quer em fibras quer por uma dada lei de comportamento. No caso dos modelos de plasticidade distribuída, é necessário atribuir secções a todos os elementos (DB) ou a todos os pontos de integração (FB). A inclusão do tramo elástico permite a simplificação característica na modelação.

2 – Como corolário da conclusão anterior, os modelos de plasticidade concentrada apresentam tempos de cálculo muito mais reduzidos e menor dificuldade de convergência que os modelos de plasticidade distribuída. Em termos genéricos (e dado que a ferramenta de cálculo usada influencia o tempo de cálculo obtido), o modelo BWH apresenta períodos da ordem dos 10% do tempo necessário para o cálculo dos modelos FB. Este valor pode ser generalizado tanto para a análise estática como para a análise dinâmica. Os modelos DISPWH e DB apresentam tempos de cálculo superiores aos modelos anteriormente referidos. O modelo DISPWH calcula os modelos em aproximadamente 10x mais tempo que o modelo BWH, enquanto DISPWH apresenta resultados em 30% do tempo sensivelmente de cálculo de DB0.5.

3 – As dificuldades numéricas e de convergência dos modelos de rótula são muito mais baixas que os modelos de plasticidade distribuída estudados. Com particular relevo na análise pushover, onde a

verificação de grandes deslocamentos na estrutura provoca grande diminuição dos valores incrementais de controlo (passo) para conseguir obter convergência, os modelos de plasticidade concentrada eliminam as falhas visíveis nos gráficos de convergência, dado o menor número de secções a integrar. No caso da análise dinâmica não linear este parâmetro não apresenta grande relevância a não ser a já mencionada alteração dos tempos de cálculo.

4 – Os resultados obtidos neste estudo sugerem a grande influência do tipo de integração das zonas críticas, dado que no presente caso de estudo se observaram diferenças nos resultados obtidos em particular no caso da análise dinâmica. Verificou-se que os modelos BWH no entanto seguiam os resultados obtidos por FB7 de acordo com a modelação efectuada. Os valores obtidos para DISPWH e DB apresentam menor consistência que os anteriores, nomeadamente devida a melhor calibração de BWH em termos de formulação e integração. Este facto pode ser observado na análise pushover, embora seja de referir a relativa adequabilidade dos resultados obtidos em DISPWH. A análise dinâmica sugere um problema de análise/modelação na formulação em força, uma vez que os valores de pico dos deslocamentos obtidos com o acelerograma obtido são da ordem dos 25% dos obtidos com formulação em deslocamentos. Não se aprofundou esta questão, como referido, dado não fazer parte do âmbito da dissertação.

5 – No que concerne ao modelo BWH, verificou-se que os resultados obtidos concentrando a plasticidade são semelhantes aos resultados traduzidos pelo modelo de fibras com formulação em força. Os resultados em termos de curva BSTD demonstram boa coerência em termos de valores de pico do corte basal e de evolução da curva após este ponto. As principais diferenças na tradução do comportamento do modelo de plasticidade distribuída surgem na parte elástica da curva, onde se registam diferenças de inclinação com repercussão no valor dos deslocamentos relativos em alguns pisos. Note-se que esta diferença tanto se verifica para as curvas dos modelos de fibras com formulação em força como em deslocamentos, dada a coincidência de comportamento.

6 – Os modelos BWH na análise pushover apresentaram curvas muito semelhantes quando se fez variar o comprimento das zonas críticas segundo os modelos analisados. A coerência entre as curvas estende-se a todos os ramos. Nas análises estáticas efectuadas não se verificou grande sensibilidade das curvas à alteração destes parâmetros.

7 – As diferenças encontradas na análise dinâmica não linear demonstram grandes diferenças de amplitude e de fase dos modelos BWH para com os modelos de fibras com formulação em deslocamentos. A formulação em força (FB) apresenta amplitude semelhante aos modelos de rótula plástica. Variando o comprimento crítico é possível encontrar respostas dos modelos de rótula coincidentes em fase e amplitude com os modelos FB nos dois pórticos. Note-se que os comprimentos críticos verificados num pórtico não se afiguram como a melhor solução no outro, verificando-se particularidade nos modelos geométricos estudados.

8 – Relativamente ao modelo DISPWH, elaborado através da associação de elementos de fibras com formulação em deslocamentos nas extremidades e um elemento em regime elástico no interior, aproxima os valores ditados pelos modelos de fibras, em termos de curva BSTD, embora com maior

diferença e variabilidade que a verificada no modelo BWH. O comprimento (L_p) demonstra maior influência no comportamento pós pico que no modelo BWH, embora os valores não se distanciem muito do valor dado por DB.

9 – Dada a variabilidade de comportamentos verificados, estudou-se a variação do módulo de elasticidade do tramo central, verificando-se comportamentos distintos nos dois pórticos. A divergência das respostas no pórtico PTX2 obtida com meia rigidez no elemento elástico contrasta com a aproximação verificada na resposta do pórtico PTY3.

10 - A análise dinâmica prova a relação demonstrada anteriormente, com os pórticos a apresentarem valores de amplitude semelhantes com os valores do modelo DB0.5 e muito superiores a FB7. Os comprimentos críticos e o módulo de elasticidade demonstram influência nas respostas. A resposta de PTX2 é coincidente com o modelo DB0.5 com o modelo PK50%, com meia rigidez no elemento elástico e comprimento crítico PK. Por oposição, PTY3 apresenta convergência com o modelo com os comprimentos críticos do EC8 e tramo central com módulo de elasticidade total. Este factor indicia a diferença de comportamento do tramo interior dos elementos, nos dois pórticos. Este facto remete para a correcta definição deste parâmetro.

11 – No modelo BWH a variação efectuada não motivou a alteração do E_c interior. Por oposição, efectuou-se a calibração de um dos modelos (BWHCONV) para um valor de convergência de resposta com FB7 através da alteração do comprimento crítico. Por oposição, no modelo DISPWH a variação de E_c resultou na convergência de um modelo com comprimentos críticos diferentes do definido em BWH. Este facto indicia que a calibração dos modelos de rótula, mais do que obedecer à influência do comprimento crítico, parece estar associada a relação destes parâmetros com o módulo de elasticidade do elemento linear adoptado. Os resultados obtidos nesta dissertação indicam que este parâmetro poderá ter influência da alteração da rigidez na análise linear modal, em particular nos deslocamentos, como se verificou no capítulo 4. No que concerne à não linearidade, e em particular na resposta em ainda em fase linear da estrutura, verifica-se que o módulo de elasticidade influencia a fase e a amplitude dos deslocamentos, embora com menor influência que no ramo não linear (em teoria a influencia do módulo de elasticidade aumenta com o grau de resposta em regime elástico da estrutura. Um estudo mais abrangente, com uma gama de combinações mais larga permitiria estabelecer relações que não se pode retirar do presente estudo. Note-se que uma solução standard de comprimentos críticos (n como PKPT) pode sugerir resultados próximos dos indicados na análise em fibras, embora o comportamento das respostas aparente depender da geometria da estrutura, factor que introduz um efeito de especificidade para cada situação cuja calibração, com base em resultados experimentais, deve ser estudada para melhor perceber os efeitos mais concretos da simplificação.

12 – Apesar da incongruência de valores obtida, é possível verificar nos casos estudados a admissibilidade, nas duas formulações estudadas (DB e FB), de recorrer a uma simplificação através da concentração da plasticidade nas zonas de extremidade, num dado comprimento, sem divergência de resultados com os modelos de plasticidade distribuída.

5.7 – COMPARAÇÃO DA ANÁLISE NÃO LINEAR PLANA COM A ANÁLISE LINEAR TRIDIMENSIONAL DO CASO DE ESTUDO DE ACORDO COMO EC8

No ponto 5.1 deste trabalho foi referida a questão da admissibilidade da representação do comportamento da estrutura através do comportamento dos seus pórticos centrais numa perspectiva simplificada de análise não linear. Ora, definindo como resultados válidos a resposta média das estruturas (PTY3 e PTX2) relativa à aplicação de 5 acelerogramas artificiais, procurou-se estabelecer uma comparação com os resultados obtidos na análise tridimensional de acordo com o coeficiente de comportamento e aferir sobre a admissibilidade de tal factor, bem como do tipo de resultados relativos à consideração da fendilhação.

A figura 5.91 representa a comparação efectuada entre os deslocamentos máximos calculados para a estrutura no capítulo 4 da presente dissertação relativos à análise linear sísmica, com metade da rigidez elástica, em comparação com os resultados obtidos para a média de 7 acelerogramas artificiais calculados com os modelos de plasticidade concentrada estudados em 5.5 e 5.6 de acordo com a configuração mais favorável no estudo de EQ04.

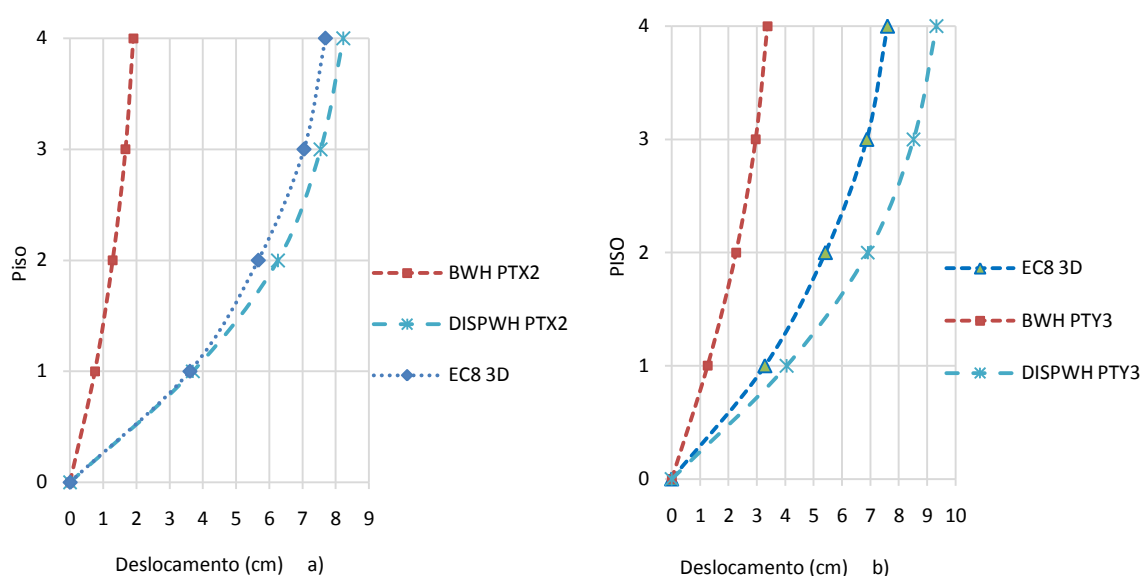


Figura 5. 91 – Comparação dos deslocamentos dos pisos do pórtico no modelo BWH e DISPWH com os valores obtidos na análise modal tridimensional segundo o EC8 a) PTX2 b) PTY3

Como é possível observar na figura 5.91, os deslocamentos máximos médios obtidos nos modelos DISPWH nos pórticos centrais corresponde a valores muito próximos do deslocamento indicado na análise modal através do modelo 3D, considerando a meia rigidez dos pórticos. Caso se faça uma comparação com a rigidez global, cujos resultados estão dispostos na figura 5.92, os deslocamentos definidos pelos métodos BWHs são ainda assim muito baixos em relação à gama de valores indicada numa análise linear. O facto de as diferenças de resultados entre os modelos com formulação em força e deslocamentos apenas remetidos para a análise dinâmica, sugere que existe um problema na mobilização do amortecimento ou da própria modelação dos modelos FB e BWH cuja causa não foi possível, pela limitação inerente ao período de elaboração da presente dissertação, identificar.

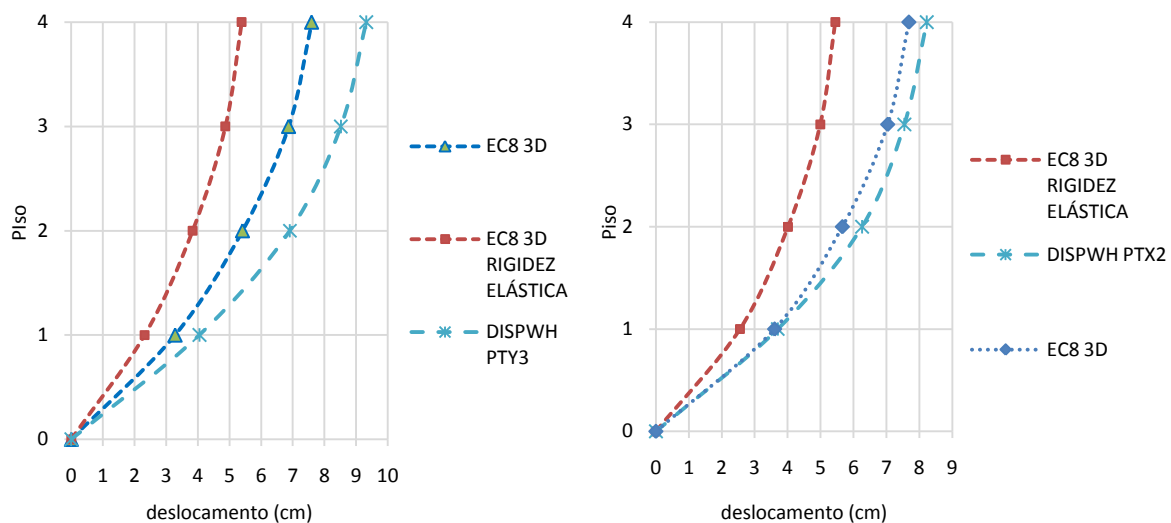


Figura 5. 92 – Comparação dos resultados da análise plana não linear em deslocamentos com os deslocamentos máximos obtidos na análise linear segundo o EC8 com os dois casos de rigidez discutidos

Analisando o comportamento através do valor máximo do corte basal obtido nas análises, a mesma questão se coloca. A análise dos valores referentes aos pórticos, com os resultados locais dos pórticos inseridos na análise tridimensional por espectros de resposta e os resultados das análises não lineares de 5 acelerogramas, não deixa claro qual das modelações poderia estar correcta para se efectuar a estimativa dos resultados lineares. Por um lado, os resultados da formulação em deslocamentos aparecem fora de escala em relação aos resultados da análise linear, com os valores da ordem dos 1100 kN por oposição aos 400 da formulação em força que iguala aproximadamente o corte basal do pórtico PTX2 na análise linear. Por outro lado, note-se a contribuição do aço para a rigidez das secções dos pilares. Os momentos actuantes calculados na análise linear são muito diferentes dos resistentes, pela limitação imposta pelo Capacity Design. Desta forma, e como o demonstra a capacidade dos pórticos, o valor do corte basal seria em teoria superior ao valor dado pela análise elástica. Este facto, e as diferenças de deslocamentos verificadas, indicam que a formulação em força, na análise dinâmica, poderá estar afectada de um problema de modelação.

Assumindo a validade dos resultados dados pela formulação em deslocamentos, pelas razões referidas, notando-se no entanto a impossibilidade da sua confirmação e afirmação categórica, os deslocamentos verificados aproximam-se dos valores dados pela análise linear com 50% de rigidez. Em particular no pórtico em X, que mobilizaria em teoria grande parte da massa da estrutura numa filosofia de bandas de influência, os resultados são bastante semelhantes nos vários pisos.

A análise dos modelos efectuada na presente dissertação não permite efectuar uma análise conclusiva sobre a validade dos parâmetros coeficiente de comportamento. Ao invés, surgiram questões relativamente à modelação efectuada e a sua importância nos resultados obtidos nas diferentes formulações. As razões das discrepâncias obtidas não são conclusivas e não foram possíveis de estabelecer no limite temporal de desenvolvimento da tese. Encontram-se referenciados vários problemas de inconsistência das duas formulações usadas, pelo que um estudo aprofundado e direccionado deve ser efectuada, complementando análises estáticas não lineares com dinâmicas não lineares. A presente dissertação permite em suma identificar alguns problemas obtidos, em termos de modelação, ficando demonstrado numericamente, e independentemente da inconsistência dos

resultados em comparação, do uso da simplificação introduzida pelo conceito de rótula plástica. As análises planas estáticas e dinâmicas permitem essa mesma conclusão, considerando a importância devida a parâmetros como os efeitos de segunda ordem, o amortecimento, os comprimentos da rótula plástica ou o módulo de elasticidade do tramo em regime elástico.

Sugere-se num estudo próximo, além da calibração referida, a introdução de um caso experimental, com base num ensaio em mesa sísmica, por exemplo, para calibração das ferramentas de rótula plástica implementadas neste estudo. A mesma aplicação deve ser efectuada a um edifício de betão armado com estrutura irregular em planta e altura, dado este ser um caso muito particular e que o regulamento aponta como alvo da análise não linear. A introdução de paredes estruturais ou contraventamento metálicos consiste num outro caso de estudo, cuja aplicação deve ser avaliada e devidamente estudada, dada a especificidade do comportamento destes elementos estruturais.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Vila Pouca, N. *Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminados em Betão Armado*. Tese de Doutoramento, FEUP, 2001.
- [2] http://www.eeri.org/site/images/ann_mtgs/2010/presentations/EERI_2010_fierro_perry.pdf. 13/05/2010.
- [3] http://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2010_pdf/Haiti_Rpt_2.pdf. 13/05/2010.
- [4] http://www.geerassociation.org/GEER_Post%20EQ%20Reports/Maule_Chile_2010/Maule_Chile_2010_index.html. 13/05/2010.
- [5] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/2010tfan>. 13/05/2010.
- [6] http://peer.berkeley.edu/publications/chile_2010/documents/Moehle_LFE_briefing_in_Berkeley.pdf. 14/05/2010.
- [7] <http://www.eeri.org/site/images/lfe/pdf/laquila-eq-report.pdf>. 14/05/2010
- [8] <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews/2009/us2009fcaf>. 14/05/2010
- [9] Günay, M., Mosalam, K. *Structural Engineering Reconnaissance of the April 6, 2009, Abruzzo, Italy, Earthquake, and Lessons Learned*. PEER Report 2010/105. Pacific Earthquake Engineering Research Center. Abril 2010.
- [10] Romão, X. et al. *Sismo de L'Aquila - Ensinamentos para Portugal. A missão da FEUP/DEC-UA - Observações Gerais da Visita*. Apresentação. FEUP, Setembro 2009.
- [11] http://peer.berkeley.edu/course_modules/eqrd. 14/5/2010.
- [12] Chopra, A., *Dynamics of structure: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, 1995.
- [13] CEB 1996 – CEB bulletin, 231 [1996] – RC frames under earthquake loading – state of art report.

- [14] Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Dezembro 2004
- [15] Mimoso, M. *Comparação dos resultados analíticos e experimentais da estrutura SPEAR*. Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [16] Dias, C. *Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [17] Priestley, M. *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*. The Mallet Milne Lecture. IUSS Press: Pavia, Italy, 2003.
- [18] Biskinis DE. *Deformations of concrete members at yielding and ultimate*. Tese de Doutoramento. University of Patras, Greece, 2006.
- [19] Eurocódigo 2. Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Abril de 2004
- [20] CEB, "Behaviour and Analysis of Reinforced Concrete Structures under Alternate Actions Inducing Inelastic Response", Volume 2: Frame Members, Comité Euro-International du Béton, Bulletin N° 220, Lausanne, 1994
- [21] Bento, R. *Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado*. Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, 1996.
- [22] Cosensa, E. et al. *Seismic assessment of gravity load designed RC frames: critical issues in structural modelling*. Journal of Earthquake Engineerig, vol.6, Specilal Issue 1 (2002), 101-122, Imperial College Press.
- [23] Romão, X. *Novos modelos de Dimensionamento Sísmico de Estrutura*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto, 2002.
- [24] Park, R.; Paulay, T., *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, New York, 1975
- [25] - GOMES, A., *Comportamento e Reforço de Elementos de Betão Armado sujeitos a Acções Cíclicas*, Tese de Doutoramento, IST, Lisboa, 1992.

- [26] Takeda, T.; Sozen, M.; Nielsen, N., 1970 – “Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes”, ASCE Journal of the Structural Division, N° ST 12.
- [27] A.G. Costa e A.C. Costa (1987), Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas, Relatório Técnico, Núcleo de Dinâmica Aplicada, L. N. E. C., Lisboa.
- [28] Arêde, A e Pinto, A. , *Reinforced concrete global section Modelling: definition of skeleton curves*, Special Publication No.I.96.36.ISIS, Ispra, Itália, 1996.
- [29] Filippou, F.; Popov, E.; Bertero, V. *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints*, Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, California, 1983.
- [30] Kent, D. C. e Park, R. *Flexural Members with Confined Concrete*, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97 (N°. ST7), 1971.
- [31] B. D. Scott, R. Park, M. J. N. Priestley. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates.
- [32] AOYAMA, H.; NOGUCHI, H., 1979 – Mechanical Properties of Concrete Under Load Cycles Idealising Seismic Actions, State of the Art Report, AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Bulletin D° Information N° 131, Rome.
- [33] CEB (1991) "Behavior and Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Alternate Actions Inducing Inelastic Response: General Models", *Comité Euro-International du Béton*, Bulletin d'Information nº210.
- [34] Delgado, P. (2009) – Avaliação da segurança sísmica de pontes – tese de doutoramento – faculdade de engenharia da universidade do porto, Porto.
- [35] Heo, Y. e Kunnath, S., *Sensitivity to material modeling choices in seismic demand estimation for reinforced concrete frames*, the 14th world conference on earthquake Engineering (WCEE), Beijing, China.
- [36] Karsan, I. D., and Jirsa, J. O. (1969). "Behavior of concrete under compressive loading." *Journal of Structural Division ASCE*, 95 (ST12).
- [37] Scott, M., Fenves, G., *Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements*, *Journal of Structural Engineering*, 244-252 ASCE, Fevereiro 2006.

- [38] Priestley M, et al. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, John Wiley & Sons, 1996.
- [39] Guedes, J. *Seismic behaviour of reinforced concrete bridges. Modelling, numerical analysis and experimental assessment*. Tese de doutoramento. Ispra, Itália, 1997.
- [40] Calabrese, A. *Numerical Issues in distributed inelasticity modelling of RC frame elements for seismic analysis*. Tese de Mestrado, IUSSP, Pavia, 2008
- [41] <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/index.html>.
- [42] *Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, and SAFE*, CSI, Berkeley, USA, Abril 2009
- [43] http://nees.berkeley.edu/Events/200802a--workshop_hybridsim/documents/HybridIntroduction_Frank.pdf
- [44] Brito, J., & Gomes, A. *Análise Comparativa da Aplicação do REBAP e do Eurocódigo 8 a Estruturas Reticuladas de Betão Armado*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) , vol. 41, 29-48.
- [45] Carvalho, C. (2007). Anexo Nacional do Eurocódigo 8 - Consequências para o dimensionamento em Portugal. *Sismica 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica* (pp. 47-62). Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [46] Gomes, A., Martins, C. “Betão Armado e Pré-Esforçado I – Tabelas de Cálculo”, Grupo de Betão Armado e Pré-Esforçado, IST, Lisboa. 1993
- [47] Fardis, M. *et al* (2005) – “Designers” Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5”, Thomas Telford, Londres.
- [48] <http://opensees.berkeley.edu/cgi-bin/cvsweb2.cgi/OpenSees/SRC/element/forceBeamColumn/LobattoBeamIntegration.cpp?rev=1.3&content-type=text/x-cvsweb-markup>
- [49] Zeris, C. et al. *Impact of fe modeling in the seismic performance prediction of existing rc buildings*. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Crete, Greece, 13–16 June 2007
- [50] <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Ac%C3%A7%C3%A3o%20S%C3%ADsmica.pdf>. 20/05/2010

[51] Menegotto, M. e Pinto, P. E. (1973) "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending" Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted On by Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol. 13. Lisbon.

[52] REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”; Decreto-Lei nº349-c/83, de 30 Julho e Decreto-Lei nº 128-99, de 21 Abril, Porto Editora, 2004

[53] <http://www.eqclearinghouse.org/20100112-haiti/wp-content/uploads/2010/03/DSC0831.jpg>
13/05/2010